



Universidade de Aveiro Departamento de Geociências
2012/2013

**Diana Martins
Marques**

**Estabilidade de Taludes em Escavação e Aterro –
Um Estudo de Caso**



Universidade de Aveiro Departamento de Geociências
2012/2013

**Diana Martins
Marques**

Estabilidade de Taludes em Escavação e Aterro – Um Estudo de Caso

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro, para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica (ramo Geotecnia), realizada sob a orientação científica do Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz, Professor auxiliar convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

O júri

Presidente

Professor Doutor Jorge Manuel Girão Medina

professor auxiliar da Universidade de Aveiro

Professor Doutor Carlos Rodrigues

professor coordenador do Instituto Politécnico da Guarda

Professor Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz

professor auxiliar convidado da Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Ao Professor Nuno Cruz pela fenomenal orientação, dedicação, motivação e pela transmissão de conhecimentos ao longo da execução desta dissertação e do meu estágio. Obrigada pelo amigo que foi ao longo desta etapa.

À Eng.^a Cárin Mateus pela incansável disponibilidade e carinho, que permitiram enriquecer o meu percurso enquanto estagiária na Mota-Engil Engenharia e Construção S.A.

À Mota-Engil pela partilha de valores e pela possibilidade que me foi dada de participar em variadas atividades, que me permitiram adquirir o *know how* da vida empresarial em geotecnia. Obrigada também, e em especial, à Direção de Coordenação Técnica Rodoviária e à Direção de Fundações e Geotecnia por me terem carinhosamente acolhido durante a minha experiência como estagiária na empresa.

Aos Professores dos Departamentos de Geociências e de Engenharia Civil, da Universidade de Aveiro, agradeço todos os conhecimentos teóricos que me transmitiram durante o percurso académico e que serão, de futuro, a base para o meu crescimento profissional.

À Organização *Board of European Students of Technology* – BEST e em especial ao BEST Aveiro e à direção 2011/2012 por me terem permitido potenciar, com todas as formações, eventos e reuniões, as imprescindíveis *soft skills* que me permitiram gerir adequadamente todo o trabalho desenvolvido nesta dissertação.

À irmandade, à Catarina e à Rita, pela enorme amizade e experiências que partilhámos, que me permitiram terminar mais uma fase com uma motivação excecional.

A vocês, *Maltinha*, por toda a amizade, carinho e sorrisos que me transmitem diariamente e que tornaram o meu percurso académico tão risonho e feliz.

Aos meus pais, pelo amor e princípios que me inculcaram. Sem vocês, nada disto seria possível.

A todos os que contribuíram para o meu desenvolvimento pessoal e profissional, cheio de alegria e sonhos. Obrigada.

Palavras-chave

Estabilidade de Taludes, Caracterização de Maciços, Critérios de Rotura, Análise de Estabilidade, Fator de Segurança, Medidas de Estabilização, Descontinuidades, Matriz Rochosa, Maciço Rochoso, Maciço Terroso, *Intermediate Geomaterials*, Solos Residuais, Mecânica das Rochas, Mecânica dos Solos.

Resumo

Esta tese aborda a caracterização e fundamentalmente a análise de estabilidade de taludes em escavação e em aterro, para infraestruturas de engenharia civil, nomeadamente obras ferroviárias. São ainda abordadas possíveis soluções de estabilização dos taludes.

Este trabalho encontra-se estruturado em três partes. Uma parte inicial para um enquadramento sobre a caracterização e critérios de rotura dos materiais. De seguida, uma segunda parte, de fundamentos teóricos sobre taludes, análise de estabilidade e respetivas soluções de estabilização. Por fim, a terceira parte, onde se desenvolve um estudo de caso, no âmbito de um estágio curricular na Mota-Engil Engenharia e Construção S.A. O estudo refere-se à caracterização de materiais, análise de estabilidade e introdução ao estudo de medidas de estabilização de taludes para uma obra ferroviária denominada Corredor de Nacala no Malawi - África.

Keywords

Slope Stability, Rock and Soil Characterization, Failure Criteria, Slope Stability Analysis, Safety Factor, Stabilization Methods, Descontinuities, Rock Matrix, Rock Massif, Soils, Intermediate Geomaterials, Residual Soils, Rock Mechanics, Soil Mechanics.

Abstract

This thesis concerns the characterization and fundamentally the slope and earthfills stability analysis for a railway project. Some stabilization methods will also be addressed.

This work is divided in three parts, the first part concerning rock and soil characterization and failure criteria of these materials. Secondly, theoretical principles about slopes and earthfills will be introduced, as well as stability analysis and the most common stabilization methodologies. Finally, a case study developed within an internship at Mota-Engil Engenharia e Construção S.A. will be presented. The mentioned case study concerns the stability analysis of slopes and earthfills that will be constructed for a railway project called Nacala Corridor at Malawi – Africa.

Índice

Índice.....	i
Lista de Figuras.....	v
Lista de Tabelas.....	ix
Nomenclatura.....	xi
Capítulo 1 : Introdução.....	1
1.1 Descrição da entidade e funções.....	1
1.2 Plano de estágio e objetivos.....	1
1.3 Motivação.....	2
1.4 Organização do documento	2
Capítulo 2 : Caracterização do Maciço Rochoso.....	3
2.1 Descontinuidades	3
2.1.1 Orientação.....	5
2.1.2 Espaçamento.....	6
2.1.3 Continuidade.....	7
2.1.4 Rugosidade	8
2.1.5 Resistência das superfícies de descontinuidade.....	9
2.1.6 Abertura.....	9
2.1.7 Preenchimento.....	10
2.1.8 Infiltrações	11
2.1.9 Número de famílias.....	12
2.1.10 Tamanho e forma do bloco	12
2.1.11 Métodos de obtenção dos parâmetros das descontinuidades	13
2.1.12 Análise estereográfica.....	14
2.1.13 Ensaios de caracterização	15
2.1.13.1 <i>Tilt test</i>	15
2.1.13.2 Resistência ao corte de descontinuidades	17
2.1.13.3 Martelo de Schmidt.....	18
2.1.14 Classificação	20
2.1.14.1 <i>Rock Quality Designation - RQD</i>	20

2.1.14.2 <i>Rock Mass Rating</i> - RMR	21
2.1.14.3 GSI	22
2.2 Matriz Rochosa	24
2.2.1 Ensaios de caracterização.....	24
2.2.1.1 Compressão simples.....	24
2.2.1.2 Carga pontual (<i>Point Load Test</i>).....	25
2.2.2 Classificação do Maciço em função do grau de meteorização.....	28
2.2.3 Evolução do comportamento mecânico em função do grau de meteorização	30
2.3 <i>Intermediate Geomaterials</i> - IGMs e Solos Residuais.....	31
Capítulo 3 Caracterização de Maciços Terrosos.....	35
3.1 Composição granulométrica.....	35
3.2 Maciços formados por solos granulares ou areias	38
3.3 Maciços formados por solos argilosos ou argilas.....	39
3.4 Classificação unificada	41
3.5 Ensaios de caracterização.....	42
3.5.1 Ensaio de corte direto.....	43
3.5.2 Determinação do limite de liquidez.....	43
3.5.3 Determinação do limite de plasticidade	44
Capítulo 4 Resistência de Maciços.....	45
4.1 Maciços Terrosos.....	45
4.2 Maciços Rochosos.....	46
4.2.1 Maciço controlado pela matriz rochosa.....	47
4.2.2 Maciço controlado pelas descontinuidades	49
4.2.3 Maciço controlado pela matriz rochosa e pelas descontinuidades	51
Capítulo 5 Taludes	55
5.1 Taludes de Escavação.....	56
5.2 Taludes em aterro	56
Capítulo 6 Estabilidade de taludes.....	61
6.1 Tipos de rotura	61
6.1.1 Taludes em solo.....	61
6.1.1.1 Rotura circular	62
6.1.2 Taludes em Rocha.....	63
6.1.2.1 Rotura Planar	63
6.1.2.2 Rotura por cunha	65
6.1.2.3 Rotura por <i>toppling</i>	66
6.1.2.4 Rotura circular	67
6.2 Métodos de análise de estabilidade.....	67
6.2.1 Métodos de equilíbrio-limite: Cálculo do fator de segurança	67

6.2.2 Taludes em Solos	68
6.2.2.1 Método de Bishop Simplificado.....	69
6.2.3 Taludes em rocha.....	70
6.2.3.1 Rotura planar.....	70
6.2.3.2 Rotura por cunha	72
6.2.3.3 Rotura circular	73
6.3 Medidas de estabilização	73
6.3.1 Alteração de geometria	74
6.3.2 Elementos de reforço	74
6.3.3 Muros e elementos de contenção	76
6.3.4 Drenagem.....	77
6.3.5 Medidas de proteção superficial	77
Capítulo 7 Estudo de Caso – Corredor de Nacala (secção 3A).....	79
7.1 Enquadramento e Objetivos	79
7.1.1 Geologia.....	81
7.1.2 Clima.....	85
7.1.3 Hidrogeologia	85
7.1.4 Topografia.....	85
7.2 Campanha de prospeção	85
7.3 Apresentação e tratamento de dados.....	86
7.3.1 Resistência à Compressão Simples	86
7.3.2 Ensaio de Compressão Diametral.....	87
7.3.3 Ensaio de carga pontual (<i>Point Load Test</i>)	87
7.3.4 Tilt test.....	89
7.3.5 Ensaio do martelo de Schmidt	89
7.3.6 Ensaio de corte direto.....	89
7.3.7 Caracterização granulométrica e limites de Atterberg	90
7.3.8 Resumo dos ensaios realizados em rocha	90
7.4 Zonamento geotécnico	91
7.5 Levantamento e tratamento de dados da rede de descontinuidades	92
7.6 Definição dos ângulos de atrito das descontinuidades	95
7.7 Taludes de escavação	97
7.7.1 Análise do potencial de rotura.....	98
7.7.2 Análise de estabilidade.....	99
7.7.3 Análise e soluções de estabilidade de maciço terroso	99
7.7.4 Análise e soluções de estabilidade de maciço rochoso	109
7.8 Taludes em aterro	118
7.8.1 Características e seleção dos materiais para aterro.....	118

7.8.2 Análise de estabilidade.....	119
Capítulo 8 : Conclusões	123
Capítulo 9 Sugestões para trabalhos futuros.....	129
Capítulo 10 Bibliografia	131
Capítulo 11 Anexos	137
11.1 Anexo I - Zonamento geotécnico. Definição dos vários horizontes.....	137

Lista de Figuras

Figura 1 - Descontinuidades. a) Diaclases; b) Estratificação; c) Laminação (Bressan, 2013); d) Xistosidade; e) Filões (Prospecting, 2013); f) Falhas (Geoscience, 2013).....	4
Figura 2- Ângulos que definem o plano de descontinuidade: αp = direção de inclinação; Ψp = inclinação (Giani, 1992).....	5
Figura 3 - Espaçamento entre descontinuidades de 2 famílias (indicadas pelas setas vermelhas).....	6
Figura 4 - Representação de diferentes continuidades (adaptado de Brady & Brown, 2006).....	7
Figura 5 - Representação da continuidade de uma família de descontinuidade (a vermelho).....	7
Figura 6 - Representação da escala da rugosidade de primeira e segunda ordem.....	8
Figura 7 - Perfis de rugosidade e respetivos coeficientes JRC (Barton & Choubey, 1977).....	9
Figura 8 - Representação da abertura de uma descontinuidade; a) fechada; b) aberta; c) com preenchimento (à esquerda) (Giani, 1992). Representação da abertura de uma descontinuidade (à direita).....	10
Figura 9 - Preenchimento de descontinuidade numa rocha (British Geological Survey, 2013).....	11
Figura 10 - Representação de algumas formas de blocos possíveis. a) cúbico; b) irregular; c) planar; d) colunar. (after ISRM, 1978).....	12
Figura 11 - Representação das projeções estereográficas para vários tipos de rotura de maciços rochosos (Hoek & Bray, 1981).....	14
Figura 12 - Ensaio <i>tilt test</i> sobre uma superfície de descontinuidade (Kliche, 1999).....	15
Figura 13 - Realização do ensaio <i>tilt test</i> sobre uma superfície lisa e sem alteração (Mecânica das Rochas, 2011).....	16
Figura 14 - Exemplo de equipamento para realização do ensaio de resistência ao corte de descontinuidades <i>in situ</i> (Matest, 2013).....	17
Figura 15 - Resistência ao corte de uma descontinuidade (Vallejo et al., 2002).....	18
Figura 16 - Exemplo de equipamento: Martelo de Schmidt; Realização do ensaio em superfície vertical (Proceq UK, 2013).....	19
Figura 17 - Ábaco para determinar a resistência à compressão simples da rocha a partir do ensaio do martelo de Schmidt (traduzido de Hoek & Bray, 1981).....	19
Figura 18 - Exemplo de cálculo do índice RQD a partir de um carote de sondagem (adaptado de Clayton et al., 1995).....	20
Figura 19 - Parâmetros a pontuar para obtenção do índice RMR (Bieniawski, 1973).....	22
Figura 20 - Quadro para estimar o GSI a partir da observação geológica (Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek 2000, 2001).....	23
Figura 21 - Quadro para estimar o GSI para rochas heterogéneas (Marinos & Hoek, 2001).....	23
Figura 22 - Esquema e fotografia do ensaio de compressão uniaxial (Mota-Engil, 2008).....	25
Figura 23 - Aplicação da carga pontual- P na amostra (à esquerda); esquema de equipamento do ensaio de carga pontual (à direita) (adaptado de Thuro & Plinninger, 2001).....	25
Figura 24 - Relação das diferentes formas dos provetes de ensaio com os critérios necessários para realização do ensaio de carga pontual (Thuro & Plinninger, 2001).....	26

Figura 25 - Representação dos tipos de rotura considerados válidos e inválidos (Thuro & Plinninger, 2001).....	27
Figura 26 - Divisão e evolução de solo residual típico em 6 classes (Little, 1969).....	28
Figura 27 - Enfraquecimento dos parâmetros de resistência com o aumento do grau de meteorização do maciço rochoso (Cruz, 2010).	30
Figura 28 - Evolução dos parâmetros resistentes em função do grau de meteorização (traduzido de Wesley, 1988).....	31
Figura 29 - Classificação de solos, em função da granulometria, proposta pelo LNEC. As letras F, M e G correspondem a fino, médio e grosso, respetivamente.....	35
Figura 30 - Peneiros usados para a classificação granulométrica de solos (à esquerda) e lista dos números dos peneiros e respetiva dimensão de abertura da malha, em milímetros (<i>U.S Department of Transportation website</i> , 2013).	36
Figura 31 - Representação de uma curva granulométrica (Matos Fernandes, 2008).	36
Figura 32 - Triângulo (ou diagrama) de Feret (Matos Fernandes, 2008).....	37
Figura 33 - Limites de Atterberg. Relação do teor em água com o comportamento do solo (Lambe, 1969).	40
Figura 34 - Classificação Unificada de Solos – USCS (Casagrande, 1948).	41
Figura 35 - Carta de plasticidade de Casagrande.....	42
Figura 36 - Gráfico obtido do ensaio de corte direto. Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (Matos Fernandes, 2008).....	43
Figura 37 - Concha de Casagrande (Matos Fernandes, 2008).	44
Figura 38 - Método de determinação do limite de plasticidade (Matos Fernandes, 2008).	44
Figura 39 - Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado de Das, 2008).	46
Figura 40 - Maciço rochoso controlado por diversos parâmetros, em função do fator escala (Vallejo et al., 2002).....	47
Figura 41 - Variação da resistência de um maciço controlado por 4 famílias de descontinuidade (Vallejo et al., 2002).	52
Figura 42 - Guia para estimar o fator de perturbação - D (Hoek et al., 2002).....	54
Figura 43 - Taludes: a) e b) Taludes de escavação para infraestruturas de engenharia civil; c) Talude em aterro para obra ferroviária (Rocscience, 2013); d) Talude de escavação para exploração mineira (Consulting, 2013).	55
Figura 44 - Esquema dos vários elementos do talude de escavação (adaptado de Vallejo et al., 2002).	56
Figura 45 - Estrutura geral de um aterro.....	57
Figura 46 - Classificação dos materiais para aterros, em função da caracterização granulométrica (adaptado de Benta, 2012).....	58
Figura 47 - Rotura circular em maciço terroso (CMA, 2013).	62
Figura 48 - Formas possíveis de rotura circular a) rotura circular; b) rotura circular profunda; c) rotura planar; d) rotura segundo uma poligonal (adaptado Vallejo et al., 2002).	62
Figura 49 - Tipos de rotura em maciços rochosos (Simons et al., 2001).....	63
Figura 50 - Rotura planar: a) esquema de rotura no maciço; b) rede estereográfica; c) Fotografia e representação da superfície de rotura.	64
Figura 51 - Rotura por cunha : a) esquema de rotura no maciço; b) rede estereográfica; c) Fotografia e representação da linha de rotura.	65
Figura 52 - Rotura por <i>toppling</i> : a) esquema de rotura à flexão no maciço; b) rede estereográfica; c) fotografia e representação da superfície de rotura; d) esquema de rotura em blocos no maciço; d) fotografia e representação da superfície de rotura.	66
Figura 53 - Rotura circular em maciços rochosos (Vallejo et al., 2002)	67
Figura 54 - Massa instável e divisão em fatias (Matos Fernandes, 2011).....	70
Figura 55 - Forças atuantes sobre a superfície de deslizamento planar. W – Peso próprio do bloco; N – Força normal ao bloco; R – Força resistente; U – Força exercida pela água (Vallejo et al., 2002).	71
Figura 56 - Representação da força exercida por um elemento de reforço.....	72
Figura 57 - Esquema de forças atuantes sobre o bloco (cunha) instável (Hoek & Bray, 1981).....	73

Figura 58 - Representação das várias medidas de estabilização referentes à modificação de geometria do talude.....	74
Figura 59 - Representação de uma pregagem.....	75
Figura 60 - Representação da malha a) simples e em b) quincôncio.....	75
Figura 61 - Muros de Gabião (em cima) (Fine Mesh Metals, 2013) e muros de terra armada (em baixo) (Cost effective Technology, 2013).....	76
Figura 62 - Medidas de drenagem em taludes (Benta, 2012).....	77
Figura 63 - Estabilização do fenómeno de <i>toppling</i> com recurso a rede metálica (Mota-Engil, 2013).....	78
Figura 64 - Combinação de várias medidas de estabilização: ancoragens e rede metálica (Hebei PengRui Wire Mesh Manufacture Co., 2013).....	78
Figura 65 - Implementação de betão projetado (Verlag Dashöfer, 2013).....	78
Figura 66 - Representação, em planta, da linha de caminho de ferro com indicação das secções do Corredor de Nacala, representadas a diferentes cores.....	79
Figura 67 - Representação, em perfil, das secções do Corredor de Nacala.....	80
Figura 68 - Mapa generalizado da geologia do Malawi (Mining, 2009).....	81
Figura 69 - Fotografia de gneisse granítico (Mota-Engil, 2012).....	82
Figura 70 - Solo residual (Mota-Engil, 2012).....	83
Figura 71 - Maciço decomposto (W5) a muito alterado (W4) (Mota-Engil, 2012).....	83
Figura 72 - Rifte do Leste africano. A zona de estudo encontra-se dentro da área delimitada a vermelho (Plummer & Carlson, 2007).....	84
Figura 73 - Representação do sistema de falhas associado ao rifte (Press et al., 2007).....	84
Figura 74 - Precipitação média no Malawi, ao longo dos meses do ano (Hunger, 2013).....	85
Figura 75 - Projeção estereográfica. Predominância e variação das famílias de descontinuidade (em cima); orientação média, e identificação dos polos e planos, das famílias de descontinuidade (em baixo).....	93
Figura 76 - Identificação das interseções (setas) entre as famílias de descontinuidade.....	94
Figura 77 - Perfil de escavação com altura aproximada de 5m.....	98
Figura 78 - Perfil de escavação com altura aproximada de 50m.....	98
Figura 79 - Esquema do modelo de análise utilizado para a análise de estabilidade: 1.º pano em solo residual e material com grau de alteração W4-5 para os restantes panos.....	100
Figura 80 - Esquema do modelo de análise utilizado para a análise de estabilidade: 5m de solo residual e 5m de material com grau de alteração W4-5, para o 1.ºpano. Material com grau de alteração W4-5 para os restantes panos.....	101
Figura 81 - Esquema do modelo de análise utilizado para a análise de estabilidade: material com grau de alteração W4-5 para todos os panos do talude.....	101
Figura 82 - Análise de estabilidade estática para o modelo A.....	102
Figura 83 - Análise de estabilidade pseudoestática para o modelo A.....	102
Figura 84 - Análise de estabilidade estática para o modelo B.....	103
Figura 85 - Análise de estabilidade pseudoestática para o modelo B.....	103
Figura 86 - Análise de estabilidade estática para o modelo C.....	104
Figura 87 - Análise de estabilidade pseudoestática para o modelo C.....	104
Figura 88 - Análise estática (em cima) e pseudoestática (em baixo) para o modelo A.....	106
Figura 89 - Análise estática (em cima) e pseudoestática (em baixo) para o modelo B.....	108
Figura 90 - Análise estática (em cima) e pseudoestática (em baixo) para o modelo C.....	108
Figura 91 - Esquema representativo do modelo A, com a área de análise delimitada a preto.....	110
Figura 92 - Esquema representativo do modelo B, com a área de análise delimitada a preto.....	110
Figura 93 - Análise estática do maciço classificado como W1-2 (Modelo A).....	111
Figura 94 - Análise pseudoestática do maciço classificado como W1-2 (Modelo A).....	111
Figura 95 - Análise estática do maciço classificado como W1-2 (Modelo B).....	112
Figura 96 - Análise pseudoestática do maciço classificado como W1-2 (Modelo B).....	112
Figura 97 - Análise estática do maciço classificado como W3, com reforço estrutural (Modelo A).....	113
Figura 98 - Análise pseudoestática do maciço classificado como W3, com reforço estrutural (Modelo A).....	113

Figura 99 - Análise estática do maciço classificado como W3, com reforço estrutural (Modelo B).....	114
Figura 100 - Análise pseudoestática do maciço classificado como W3, com reforço estrutural (Modelo B).	114
Figura 101 - Análise estática de maciços classificados como W4-5, com reforço estrutural (Modelo A)...	116
Figura 102 - Análise pseudoestática de maciços classificados como W4-5, com reforço estrutural (Modelo A).	116
Figura 103 - Análise estática de maciços classificados como W4-5, com reforço estrutural (Modelo B)...	117
Figura 104 - Análise pseudoestática de maciços classificados como W4-5, com reforço estrutural (Modelo B).	117
Figura 105 - Modelo de aterro a analisar, localizado entre o Pk 70+200 e 70+420.	119
Figura 106 - Extensão dos aterros com inclinação 1:1,5, em terreno natural com inclinação de 34°.	119
Figura 107- Análise de estabilidade estática do aterro.	121
Figura 108 - Análise de estabilidade pseudoestática do aterro.	121
Figura 109 – Análise de estabilidade estática para os parâmetros obtidos da retro-análise.	122
Figura 110 – Análise de estabilidade pseudoestática para os parâmetros obtidos da retro-análise.	122

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Tipos de descontinuidades (Vallejo et al., 2002).....	3
Tabela 2- Classificação da fraturação em função do espaçamento (ISRM, 1978).	6
Tabela 3 - Classificação ISRM (1978) para continuidade de descontinuidades.....	7
Tabela 4 - Classificação da ISRM (1978) para classificação da abertura de descontinuidades.....	10
Tabela 5 - Classificação da presença e do fluxo de água numa descontinuidade (Wyllie & Mah, 2004).....	11
Tabela 6 - Facilidade de obtenção e fiabilidade das informações recolhidas acerca das descontinuidades, em função de vários métodos (Simons et al., 2001).	13
Tabela 7 - Classificação da qualidade da rocha em função do índice RQD (%) (Deere, 1963).....	20
Tabela 8 - Qualidade dos maciços rochosos em função do índice RMR e parâmetros resistentes (Bieniawski, 1973).....	21
Tabela 9 - Classificação do grau de meteorização proposta pela ISRM (1981).....	29
Tabela 10 - Classificação de Wesley (adaptado de Wesley, 1988).	33
Tabela 11 - Proposta de alteração da classificação de Wesley por Cruz (2010).....	34
Tabela 12 - Fatores influentes em solos residuais e transportados (Cruz, 2010).....	34
Tabela 13 - Classificação dos ensaios <i>in situ</i> em função da sua aplicação. 1 - Muito adequado; 2 - Moderadamente adequado; 3 - Limitado; 4 - Inadequado (Cruz, 2010).	42
Tabela 14 - Valores da constante mi para a matriz rochosa (Hoek & Brown, 1994).	48
Tabela 15 - Ângulo de atrito de base – ϕ_b , para alguns tipos de rocha (Hoek & Brown, 1994).	51
Tabela 16 - Materiais naturais passíveis de utilizar na construção de aterros (JAE, 2009).	59
Tabela 17 - Fatores de segurança admissíveis (Ortigão & Sayão, 1999).	68
Tabela 18 - Critério de rotura e parâmetros resistentes a considerar.	70
Tabela 19 - Disposição de pregagens no maciço.....	76
Tabela 20 - Ensaio realizados e respetiva quantidade.....	86
Tabela 21 - Apresentação dos resultados obtidos do ensaio de resistência à compressão simples.	86
Tabela 22 - Apresentação dos resultados obtidos do ensaio de compressão diametral.	87
Tabela 23 - Dados obtidos do ensaio de Carga Pontual.....	87
Tabela 24 (cont.) - Dados obtidos do ensaio de Carga Pontual.....	88
Tabela 25 (cont.) - Dados obtidos do ensaio de Carga Pontual.....	89
Tabela 26 - Resultados dos ensaios de <i>tilt test</i>	89
Tabela 27 - Resultados dos ensaios deduzidos do martelo de Schmidt.	89
Tabela 28- Resultados dos ensaios de corte direto executados em solos residuais.	90
Tabela 29 - Dados dos ensaios realizados em solos.	90
Tabela 30 - Atribuição de valores modelo para o maciço rochoso, em função do seu grau de meteorização. Os valores apresentados correspondem à mediana e ao intervalo de valores para qual o parâmetro pode variar.	91
Tabela 31 - Parâmetros resistentes e peso volúmico para os maciços rochosos classificados como W1-2 a W4-5.	92
Tabela 32 - Parâmetros resistentes e peso volúmico para solos residuais e IGMs.	92
Tabela 33 – Orientação média das 3 famílias de descontinuidade.....	94

Tabela 34 - Orientação das interseções entre as famílias de descontinuidade.....	95
Tabela 35 - Definição dos parâmetros médios para cada família de descontinuidade.....	95
Tabela 36 - Valores de ângulo de atrito de base, seco e húmido, segundo Hoek & Brown (1980), para diferentes materiais.....	96
Tabela 37 - Ângulo de atrito de base representativo.....	96
Tabela 38 - Parâmetros considerados para o cálculo dos ângulos de atrito residuais representativos.....	96
Tabela 39 - Parâmetros considerados para o cálculo dos ângulos de atrito de pico representativos.....	97
Tabela 40 - Resumo dos ângulos de atrito das descontinuidades.	97
Tabela 41 - Localização e orientação dos taludes de escavação.	97
Tabela 42 - Potencial de rotura para várias inclinações dos taludes de escavação, agrupados em função das direcções de inclinação dos taludes.....	99
Tabela 43 - Propriedades dos materiais para a análise de estabilidade.	100
Tabela 44 - Resumo das análises de estabilidade para a situação estática e pseudoestática, efetuadas para os vários modelos e geometrias.	105
Tabela 45 - Características das pregagens necessárias para assegurar a estabilidade dos taludes de escavação em maciço terroso.....	105
Tabela 46 - Parâmetros das descontinuidades definidos para a análise de estabilidade.	109
Tabela 47 - Fatores de segurança e reforço necessário obtidos da análise de estabilidade de taludes em maciço classificado como W3.....	115
Tabela 48 - Características do sistema de pregagens a implementar em maciços classificados como W3.	115
Tabela 49 - Fatores de segurança e reforço necessário obtidos da análise de estabilidade de taludes em maciço classificado como W4-5.....	117
Tabela 50 - Características do sistema de pregagens a implementar em maciços classificados como W4-5.	118
Tabela 51 - Altura e orientação dos taludes em aterro.....	118
Tabela 52 - Parâmetros adotados para a análise de estabilidade do aterro.	120
Tabela 53 - Ângulo de atrito necessário que a estabilidade do aterro seja garantida.	122
Tabela 54 - Resumo das soluções de estabilização analisadas para os taludes de escavação, de forma a que sejam cumpridos os fatores de segurança desejados de 1,5 e 1,3, para as análises estática e pseudoestática, respetivamente.....	127

Nomenclatura

Letras romanas

c	Coesão
r	Ressalto do Martelo de Schmidt na superfície de descontinuidade
R	Ressalto do Martelo de Schmidt em superfície sã/na matriz rochosa
A	Área
F_c	Força compressiva
P	Carga pontual
D	Diâmetro
$I_{S_{50}}$	Índice de carga pontual normalizado
F	Fator corretivo
W	Largura do provete
D_e	Diâmetro equivalente
a	Fator dependente do tipo de rocha
C_c	Coeficiente de curvatura
C_u	Coeficiente de uniformidade
e	Índice de vazios
I_D	Índice de compactidade
I_P	Índice de Plasticidade
w_L	Limite de Liquidez
w_P	Limite de plasticidade
w_s	Limite de retração
w	Teor em água natural
I_c	Índice de compressibilidade
A_t	Atividade da argila
m_i	Constante dependente do tipo de rocha
$s, m \text{ e } a$	Parâmetros modelo dependentes do GSI
i	Dilatância
D	Fator de perturbação
E_m	Módulo de deformabilidade do maciço
E_i	Módulo de deformabilidade da matriz rochosa

k_n	Quociente entre a carga e o deslocamento
S	Espaçamento
k_h	Coefficiente de ação sísmica horizontal
FS	Fator de segurança
i	Fatia
W	Peso próprio
u	Pressão intersticial
M	Momento
z_w	Cota do nível freático
U	Força exercida pela água na superfície de descontinuidade
V	Força exercida pela água na fenda de tração
T	Força exercida pelo elemento de reforço
L_b	Comprimento do trecho livre do prego
h_T	Altura total do talude
h_f	Altura dos panos de talude

Letras gregas

ϕ	Ângulo de atrito
ϕ_p	Ângulo de atrito de pico
ϕ_r	Ângulo de atrito residual
ϕ_b	Ângulo de atrito de base
α	Ângulo medido no ensaio <i>tilt test</i>
α	Ângulo para o qual ocorre movimento na superfície de descontinuidade
α_i	Direção de inclinação da interseção entre descontinuidade
α_f	Direção de inclinação da face do talude
α_p	Direção de inclinação do plano de descontinuidade
α	Ângulo entre a base da fatia e a horizontal
Ψ_f	Inclinação da face do talude
Ψ_p	Inclinação do plano de descontinuidade
Ψ_i	Inclinação da interseção entre descontinuidade
Ψ_f	Inclinação da face do talude
δ	Ângulo entre a superfície de rotura e o elemento de reforço
ξ	Ângulo de abertura da cunha
β	Ângulo entre a horizontal e o meio da abertura da cunha
τ	Tensão de corte
σ'_n	Tensão efetiva normal
σ_c	Resistência à compressão simples
σ'_1	Tensão efetiva principal
σ'_3	Tensão efetiva principal
σ_{ci}	Resistência à compressão simples da matriz rochosa
γ	Peso volúmico

Δ_x Largura da fatia

Subscritos

ISRM	<i>International Society of Rock Mechanics</i>
GSI	<i>Geological Stress Index</i>
JRC	<i>Joint Roughness Coefficient</i>
JCS	<i>Joint Compressive Strength</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
RQDc	<i>Corrected Rock Quality Designation</i>
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
IGMs	<i>Intermediate Geomaterials</i>
LNEC	<i>Laboratório Nacional de Engenharia Civil</i>
USCS	<i>Unified Soils Classification System</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>

Capítulo 1 : Introdução

1.1 Descrição da entidade e funções

A **Mota-Engil Engenharia e Construção S.A.**, líder da construção civil em Portugal e em expansão à escala internacional, possui mais de 60 anos de experiência. Os projetos desenvolvidos pela empresa, de índole nacional e internacional, referem-se nomeadamente à execução de obras e infraestruturas de elevada complexidade, que contribuem diariamente para o desenvolvimento económico e social dos países onde atua. De facto, a Missão: Criar valor com respeito pela comunidade e pelo futuro, a Visão: Ser reconhecida como empresa de excelência na engenharia e construção, e os Valores da empresa: Compromisso e responsabilidade; Competência e Rigor; Integridade; Sustentabilidade; Empreendedorismo; Solidariedade e coesão; estão bem salientes e incutidas em todas as medidas de organização interna.

O Núcleo Técnico de Mecânica dos Solos e Rochas, que se insere na Direção de Coordenação Técnica Rodoviária da Mota-Engil Engenharia e Construção, tem como principal objetivo assegurar o apoio técnico no âmbito da mecânica dos solos, mecânica das rochas e no comportamento mecânico de maciços, numa vertente de produção e comercial, promovendo a inovação, investigação e desenvolvimento. As principais atividades do núcleo referem-se ao apoio especializado na área da Geotecnia a todas as obras da empresa, ao dimensionamento de soluções de engenharia no âmbito das fundações, escavações, obras rodoviárias e ferroviárias e à análise de projetos e estudo de propostas alternativas, tendo em vista otimização de processos construtivos, diminuição de prazos de construção, melhoria económica de resultados e apresentação de propostas comerciais mais competitivas.

1.2 Plano de estágio e objetivos

O plano de estágio, iniciado em outubro de 2012, tem a duração de um ano e é definido por vários objetivos. Como principal objetivo salienta-se a aplicação e desenvolvimento dos conhecimentos de cariz geotécnico adquiridos durante o percurso académico. Dos conhecimentos de cariz geotécnico destacam-se, entre outros, como principais objetivos:

- Desenvolver a capacidade de dimensionamento geotécnico, nomeadamente na caracterização de maciços, na estabilidade de taludes e outras obras de engenharia civil, bem como em medidas de estabilização de taludes;
- Familiarização com *softwares* de caracterização de materiais e análise de estabilidade de taludes;
- Execução e familiarização com ensaios *in situ* e com a análise de resultados.

Para além dos objetivos relacionados com a geotecnia, propôs-se o desenvolvimento de uma plataforma de conhecimento dedicada à prospeção e exploração mineira, relacionada com a análise e otimização de metodologias e de planos de prospeção das explorações.

1.3 Motivação

O desenvolvimento da sociedade é acompanhado pelo aumento do rigor e complexidade das obras de construção civil e obras públicas, o que inerentemente motiva a uma maior exigência na qualidade dos projetos. Ao desenvolvimento de melhores e maiores empreendimentos surgem três conceitos chave para a execução dos mesmos: rapidez, qualidade e economia. Desta forma a geotecnia assume um papel de extrema importância, principalmente para uma adequada gestão financeira dos projetos. Neste contexto, a geotecnia intervém essencialmente a dois níveis:

- Na caracterização de maciços – A caracterização adequada e de qualidade dos maciços permite explorar eficientemente as suas potencialidades. Relativamente à caracterização geológico-geotécnica dos maciços à que referir a importância das campanhas de prospeção geotécnica, que o desenvolvimento da ciência e da tecnologia permitem cada vez mais a obtenção de parâmetros mais fiáveis. No entanto, a evolução científica e tecnológica não obstem que os maciços sejam, frequentemente, erradamente encarados como solos bastante resistentes, desprezando-se as fragilidades adjacentes à maior ou menor fraturação, que podem ser posteriormente causa de um conjunto de incidentes, com naturais prejuízos financeiros e humanos.
- No cálculo e modelações – O desenvolvimento da ciência e da tecnologia permite uma maior eficiência de análise e uma maior rapidez na modelação das diversas fases de obra. O cálculo automático é por isso considerado uma ferramenta de inegável valor, por permitir antever incompatibilidades na execução de trabalhos e por ajustar menores custos a melhores soluções para cada contexto em particular.

1.4 Organização do documento

A análise de estabilidade de taludes enquadra-se entre uma sequência de várias operações. Assim, o documento encontra-se organizado em 11 capítulos, em função das diferentes fases de estudo da estabilidade de taludes.

Após uma introdução ao tema, que é feita no capítulo 1, seguem-se dois capítulos, os capítulos 2 e 3, referentes à caracterização de maciços rochosos e terrosos. Nestes abordam-se os conhecimentos teóricos necessários a uma correta caracterização e classificação dos materiais, abordando alguns ensaios essenciais à obtenção dos parâmetros característicos. No capítulo 4 indicam-se e desenvolvem-se vários conceitos relacionados com a resistência de maciços, essenciais para um correto entendimento da análise de estabilidade de taludes. Com estes quatro primeiros capítulos, os materiais são então caracterizados e analisados relativamente ao seu comportamento mecânico, operação essencial para uma adequada análise de estabilidade.

No capítulo 5 introduzem-se os conceitos base sobre taludes em escavação e em aterro, que nos permitem uma correta designação dos seus constituintes e conhecimento das normas exigidas para a sua execução. Feito o enquadramento sobre a nomenclatura e normas associadas à construção de taludes introduzem-se os conceitos relacionados com a estabilidade de taludes, desenvolvidos no capítulo 6.

Finalizado o enquadramento teórico sobre a caracterização dos materiais e a estabilidade de taludes passa-se ao estudo de caso (capítulo 7) onde se aplicam todos os conceitos teóricos apresentados entre os capítulos 2 e 6. Este capítulo encontra-se organizado da seguinte forma: enquadramento do projeto, caracterização dos materiais, análise de estabilidade dos taludes e por fim, um breve estudo de soluções de estabilização possíveis de implementar nos taludes analisados.

Seguem-se, nos capítulos 8 e 9, as conclusões do trabalho efetuado e algumas sugestões para trabalhos futuros.

Por último apresenta-se a bibliografia consultada (capítulo 10) para elaboração desta dissertação e os anexos, no capítulo 11.

Capítulo 2 : Caracterização do Maciço Rochoso

Os maciços rochosos consistem em massas rochosas que na maior parte dos casos se apresentam, na natureza, afetados por uma série de superfícies de descontinuidades, que separam o maciço em blocos de matriz rochosa. Os maciços podem ter, do ponto de vista litológico, três diferentes origens: sedimentar, ígnea ou metamórfica. Os maciços podem assumir um comportamento homogéneo e isotrópico (pouco comum na natureza) ou, por outro lado, um comportamento heterógeno e mais complexo. Assim é importante que as descontinuidades e a matriz rochosa sejam adequadamente estudadas, de forma a caracterizar o maciço rochoso da melhor forma possível.

2.1 Descontinuidades

As superfícies ou planos de descontinuidade dos maciços rochosos condicionam as propriedades, o comportamento resistente, a deformabilidade e o comportamento hidráulico de um maciço. Na tabela seguinte (Tabela 1) distinguem-se diferentes tipos de descontinuidades, agrupadas em sistemáticas, isto é quando aparecem em famílias, ou em singulares, quando a descontinuidade se refere a um único plano que corta o maciço (Vallejo et al., 2002).

Tabela 1 - Tipos de descontinuidades (Vallejo et al., 2002).

Descontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	<ul style="list-style-type: none"> - Planos de estratificação - Superfícies de laminação - Diaclases - Planos de xistosidade 	<ul style="list-style-type: none"> - Falhas - Diques - Discordâncias
Lineares	<ul style="list-style-type: none"> - Interseção de descontinuidades planares - Lineações 	

As descontinuidades podem ter origem sedimentar, como a estratificação ou laminação, diagenética ou tectónica, como as diaclases ou falhas.

As diaclases, descontinuidades sistemáticas, são planos de descontinuidade bastante frequentes em maciços rochosos e correspondem a superfícies de fraturação nas quais o deslocamento entre blocos é inexistente, ou insignificante (Figura 1a)). As descontinuidades podem ter origem tectónica, se associadas a dobras ou falhas, origem ígnea, quando formadas por contacto durante ou após o contacto com o corpo ígneo, ou podem ainda estar associadas a alvíos de pressão litoestática. Por seu lado, os planos de estratificação referem-se, especificamente, a superfícies que limitam os estratos em rochas sedimentares (Figura 1b)). As superfícies de laminação correspondem a planos que limitam as cama-

das laminares mais pequenas de uma sequência sedimentar (Figura 1c)). Ainda relativamente às descontinuidades sistemáticas existem os planos de xistosidade (Figura 1d)), de origem tectónica, que aparecem em rochas que sofreram processos de deformação, isto é metamorfismo.

Em relação às descontinuidades planares singulares existem as superfícies de contacto litológico, ou discordâncias, que separam diferentes litologias de um maciço. Em rochas ígneas estas superfícies de contacto litológico podem referir-se a diques e/ou filões (Figura 1e)). As falhas correspondem a descontinuidades singulares, que correspondem a planos de rotura ou fraturação com deslocamento relativo entre os blocos (Figura 1f)).

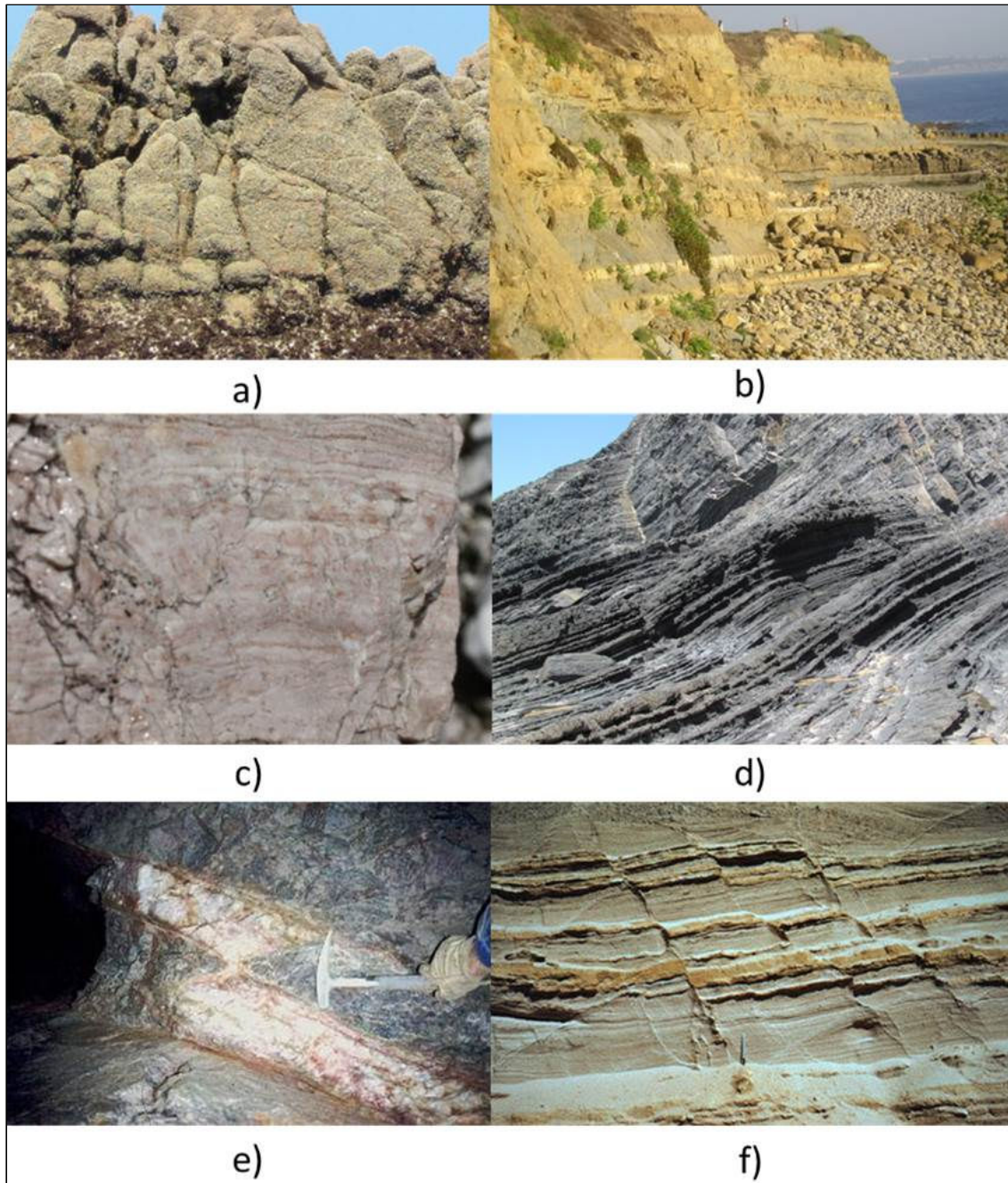


Figura 1 - Descontinuidades. a) Diaclases; b) Estratificação; c) Laminação (Bressan, 2013); d) Xistosidade; e) Filões (Prospecting, 2013); f) Falhas (Geoscience, 2013).

As discontinuidades conferem ao maciço um carácter anisotrópico e descontínuo, dificultando a avaliação do comportamento do mesmo para obras de engenharia. Desta forma, a caracterização das discontinuidades é fundamental para uma correta avaliação da estabilidade do talude em maciço rochoso (Vallejo et al., 2002). O processo de caracterização pode basear-se em dados obtidos *in situ*, feita por um técnico especializado, com recolha de características e parâmetros do maciço exposto. O processo pode ainda basear-se na análise de sondagens, embora não dispense o levantamento de certos dados em campo. Menos frequentemente, a recolha de dados para caracterização das discontinuidades é feita a partir da fotogrametria terrestre (Lu, 2003).

Segundo a *International Society for Rock Mechanics* – ISRM (1978), para uma correta caracterização das discontinuidades do maciço rochoso, devem definir-se cinco parâmetros geométricos (orientação, espaçamento, continuidade, número de famílias e tamanho do bloco) e cinco parâmetros de resistência (rugosidade, abertura, preenchimento, resistência da superfície de discontinuidade e presença de água).

2.1.1 Orientação

A orientação de uma discontinuidade é definida pela direção - α_p e inclinação - ψ_p da mesma (em que a letra p advém de “plano”). Este parâmetro corresponde a uma das características mais importantes para posterior análise da estabilidade do talude. A medição da orientação de uma discontinuidade é comumente executada a partir de uma bússola e de um clinómetro. Atualmente, o clinómetro já se encontra incorporado na maioria das bússolas permitindo a medição de ambos os parâmetros com um só equipamento.

A inclinação e direção de uma discontinuidade correspondem então ao ângulo de declive do plano, medido com recurso a um clinómetro numa secção vertical perpendicular à linha da direção, e ao ângulo entre uma linha horizontal do plano e o Norte geográfico, respetivamente (Figura 2) (Giani, 1992). De salientar que o Norte geográfico difere do Norte magnético e por isso é necessário corrigir, posteriormente, as medições feitas em campo. Para além disso, depois de efetuar todas as medições em campo é necessário tratar a informação estatisticamente de forma a definir um valor médio para cada família de discontinuidade (Simons et al., 2001).

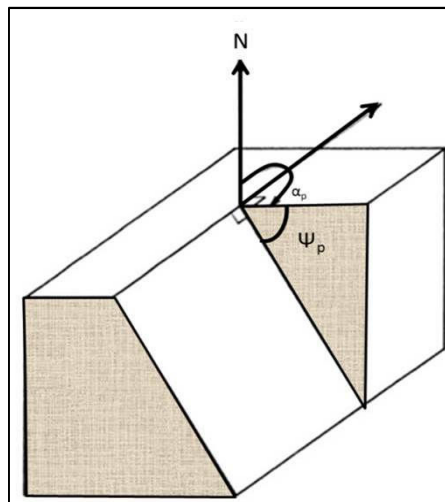


Figura 2- Ângulos que definem o plano de descontinuidade: α_p = direção de inclinação; ψ_p = inclinação (Giani, 1992).

As medições feitas com recurso a bússola permitem obter resultados com alguma precisão, segundo Priest (1993) o erro associado à medição da direção e inclinação da descontinuidade pode ser infe-

rior a 30". No entanto, Ewan e West (1981) concluíram que o erro pode atingir $\pm 10^\circ$ para ângulos de direção e $\pm 5^\circ$ para medições de inclinação (Simons et al., 2001).

2.1.2 Espaçamento

O espaçamento é uma medida essencial para classificar o grau de fraturação do maciço rochoso e refere-se à distância, na perpendicular, entre duas descontinuidades adjacentes da mesma família (Figura 3) (ISRM, 1978). O espaçamento de descontinuidades adjacentes controla o tamanho dos blocos e em casos excecionais, um espaçamento muito pequeno pode alterar o tipo de rotura do maciço, de translacional para circular. Em campo, aquando do registo do espaçamento devem registar-se o valor médio e o intervalo de espaçamento correspondentes a cada família de descontinuidades (Giani, 1992).



Figura 3 - Espaçamento entre descontinuidades de 2 famílias (indicadas pelas setas vermelhas).

A ISRM (1978) propõe a seguinte classificação da fraturação em função do espaçamento (Tabela 2).

Tabela 2- Classificação da fraturação em função do espaçamento (ISRM, 1978).

Classificação		Espaçamento (m)	Designações	
F1	F1-2 (*)	> 2	Muito afastadas	Afastadas
F2		0,6 – 20	Afastadas	
F3		0,2 – 0,6	Medianamente afastadas	
F4	F4-5 (*)	0,06 – 0,2	Próximas	Próximas
F5		<0,06	Muito próximas	
(*) Classificação simplificada				

2.1.3 Continuidade

A continuidade refere-se à extensão de uma descontinuidade observada na superfície do maciço (Figuras 4 e 5) (Simons et al., 2001). É uma das características mais importantes na caracterização das descontinuidades, no entanto é também das mais difíceis de quantificar uma vez que esta medição está completamente dependente da exposição do maciço (Brady & Brown, 2006). Um aspeto fundamental a ter em conta na medição da continuidade é também o efeito da escala e por isso é pertinente que sejam também registadas as dimensões do maciço onde se executem as medições das descontinuidades. Segundo a ISRM (1978), a continuidade de uma família de descontinuidade pode classificar-se em função do seu comprimento (Tabela 3) (ISRM, 1978).

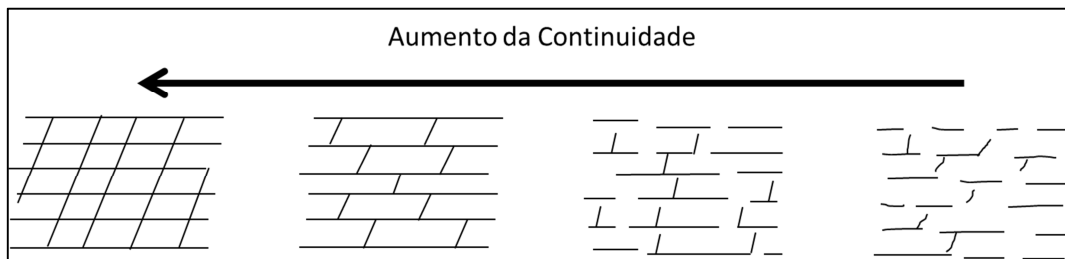


Figura 4 - Representação de diferentes continuidades (adaptado de Brady & Brown, 2006).



Figura 5 - Representação da continuidade de uma família de descontinuidade (a vermelho).

Tabela 3 - Classificação ISRM (1978) para continuidade de descontinuidades.

Classificação	Comprimento (m)
Muito baixa	<1
Baixa	1 – 3
Média	3 – 10
Elevada	10 – 20
Muito elevada	>20

2.1.4 Rugosidade

A rugosidade de uma descontinuidade é um parâmetro determinante na resistência ao corte da mesma. Relativamente à resistência ao corte, a influência da rugosidade diminui com o aumento da abertura e da espessura do preenchimento da descontinuidade (Simons et al., 2001). De uma forma geral, a rugosidade de uma descontinuidade pode ser caracterizada como (ISRM, 1978):

- **Rugosidade de grande ou média escala** (de dimensão métrica) – refere-se à ondulação, de uma forma global, da descontinuidade e é considerada rugosidade de primeira ordem (Figura 6). No campo devem registar-se a amplitude máxima, o comprimento médio da onda e a direção da rugosidade. A rugosidade de primeira ordem influencia na direção do deslocamento relativamente ao plano de descontinuidade. As rugosidades desta grandeza são, por vezes, difíceis de medir caso a descontinuidade não esteja favoravelmente exposta. No entanto, quando possível, podem medir-se simplesmente com uma fita métrica (Simons et al., 2001).
- **Rugosidade de pequena escala** (de dimensão centimétrica) – refere-se à rugosidade da superfície de descontinuidade em si, sobreposta na rugosidade de primeira ordem. Esta rugosidade, considerada de pequena escala, pode ser facilmente destruída com o descolamento de uma das superfícies de descontinuidade. Caso a resistência da superfície de descontinuidade seja suficiente para evitar o deslocamento, esta rugosidade de segunda ordem resulta em dilatação no comportamento ao corte. Em campo, este tipo de rugosidade é normalmente medido recorrendo aos perfis de rugosidade propostos por Barton & Choubey (1977) (Figura 7). Estes perfis permitem atribuir um coeficiente JRC (*Joint Roughness Coefficient*) à rugosidade observada (Simons et al., 2001). Para além dos perfis, é possível estimar o valor de JRC a partir do ensaio de *tilt test*, descrito no capítulo 2.1.13.1.

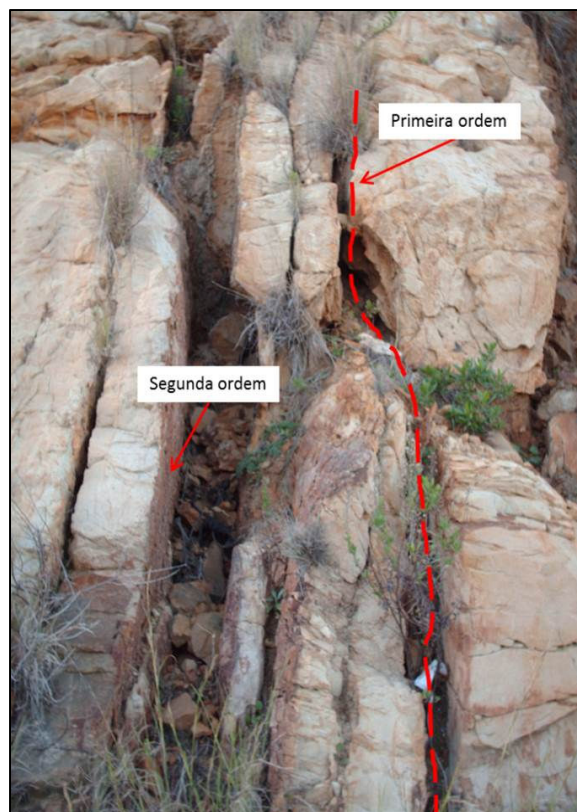


Figura 6 - Representação da escala da rugosidade de primeira e segunda ordem.

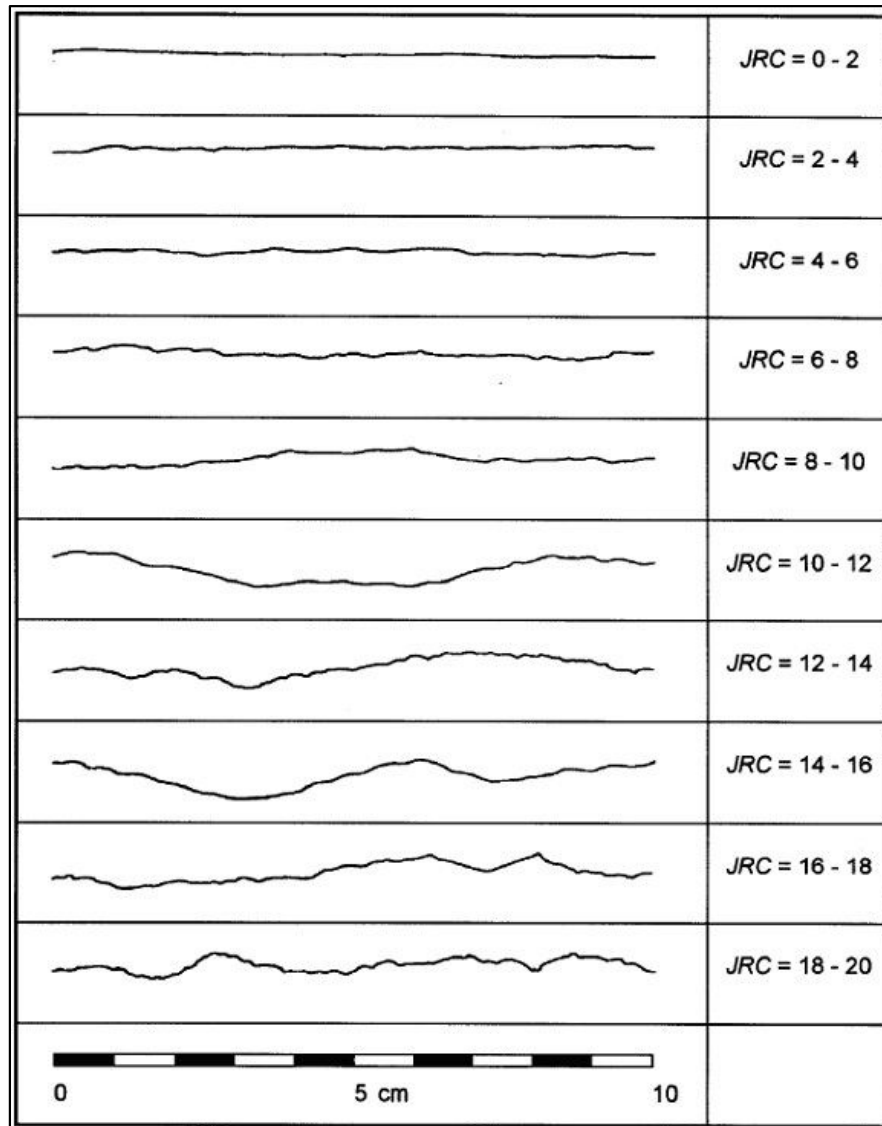


Figura 7 - Perfis de rugosidade e respectivos coeficientes JRC (Barton & Choubey, 1977).

2.1.5 Resistência das superfícies de descontinuidade

A resistência das superfícies de descontinuidade refere-se à resistência à compressão das mesmas, isto é o *Joint Compressive Strength* - JCS (ISRM, 1978). Esta resistência é naturalmente menor do que a resistência do maciço, devido aos processos de meteorização sofridos nas superfícies expostas (Giani, 1992). É possível avaliar, semi-quantitativamente, esta resistência (JCS) recorrendo ao martelo (ou esclerómetro) de Schmidt. O ensaio do martelo de Schmidt está descrito no capítulo 2.1.13.3.

2.1.6 Abertura

A abertura de uma descontinuidade define-se como a distância, na perpendicular, entre duas superfícies de descontinuidade, em que o espaço entre estas é preenchido por água ou ar (Figura 8) (ISRM, 1978). Este parâmetro pode variar para diferentes zonas do maciço e também ao longo da própria descontinuidade. A medição deste parâmetro pode ser feita com uma fita métrica, para aberturas de maiores dimensões ou com uma régua milimétrica (ou ainda com um “apalpa-folgas”), para aberturas de dimensão mais pequena (Simons et al., 2001). Segundo a ISRM (1978) a abertura pode classificar-se segundo a seguinte tabela (Tabela 4):

Tabela 4 - Classificação da ISRM (1978) para classificação da abertura de descontinuidades.

Designação	Abertura (mm)
Muito Fechada	<0,1
Fechada	0,1 – 0,25
Parcialmente Aberta	0,25 – 0,5
Aberta	0,5 – 2,5
Moderadamente Larga	2,5 – 10
Larga	> 10
Muito Larga	> 100
Cavernosa	> 1000

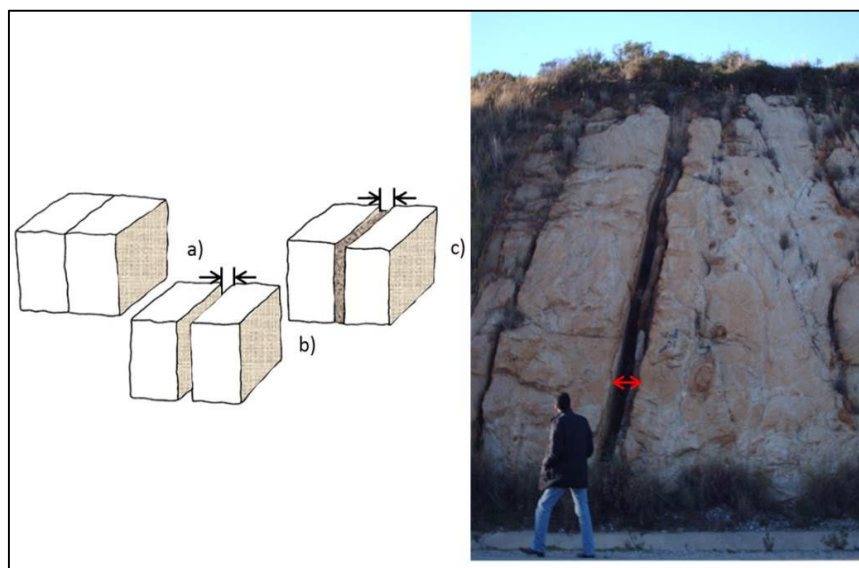


Figura 8 - Representação da abertura de uma descontinuidade; a) fechada; b) aberta; c) com preenchimento (à esquerda) (Giani, 1992). Representação da abertura de uma descontinuidade (à direita).

2.1.7 Preenchimento

O preenchimento de uma descontinuidade refere-se ao material que separa as duas superfícies de descontinuidade e é, geralmente, um material mais fraco que o do maciço (Figuras 8c) e 9) (ISRM, 1978). Os materiais de preenchimento são normalmente areia, argila, silte, brecha ou material milonítico.

O material de preenchimento é geralmente mais fraco e compressível relativamente ao maciço e por isso pode assumir um papel significativo na resistência ao corte de uma descontinuidade e consequentemente, no comportamento global do maciço rochoso. A ISRM (1978) sugere como influentes, no comportamento mecânico de descontinuidades preenchidas, os seguintes fatores:

- Mineralogia do material de preenchimento;
- Tamanho de partícula;
- Grau de compactação;
- Teor em água e permeabilidade;
- Deslocamentos anteriores segundo o plano de descontinuidade;
- Rugosidade;
- Espessura de preenchimento;

- Fracturação do maciço rochoso.

Caso a espessura do preenchimento seja superior à amplitude máxima da rugosidade, as propriedades do material de preenchimento passam a ser responsáveis pelo comportamento mecânico da descontinuidade. Assim, é também de extrema importância que sejam recolhidas, em campo, as características do material de preenchimento e que sejam recolhidas amostras para, se possível, realizar ensaios em laboratório, de forma a obter a melhor caracterização possível do material (Simons et al., 2001).



Figura 9 - Preenchimento de descontinuidade numa rocha (British Geological Survey, 2013).

2.1.8 Infiltrações

A presença de água em maciços rochosos refere-se, normalmente, à presença e fluxo de água nas descontinuidades (ISRM, 1978). Em campo deve registar-se, caso exista, a presença de água e caso o fluxo seja considerável deve-se igualmente estimar o caudal (Tabela 5). Logicamente, a presença de água depende do nível freático e das condições climáticas em que se insere o maciço (Simons et al., 2001).

Tabela 5 - Classificação da presença e do fluxo de água numa descontinuidade (Wyllie & Mah, 2004).

Classe	Descontinuidade <u>sem</u> preenchimento	Descontinuidade <u>com</u> preenchimento
I	Descontinuidade plana e fechada. Aparece seca e não parece possível que circule água.	Preenchimento muito compacto e seco. Não é possível o fluxo de água.
II	Descontinuidade seca, sem evidência de fluxo de água.	Preenchimento húmido, mas sem água livre.
III	Descontinuidade seca, mas com evidência de já ter circulado água	Preenchimento molhado, com gotejamento ocasional.
IV	Descontinuidade húmida, mas sem água livre.	Preenchimento que mostra sinais de material lavado. Fluxo de água contínuo (Estimar caudal em litros/min)
V	Descontinuidade a pingar água ocasionalmente, sem fluxo contínuo.	Preenchimento localmente lavado. Fluxo considerável segundo canais preferenciais (estimar caudal e pressão).
VI	Descontinuidade com fluxo contínuo de água. (Estimar caudal em litros/min e a pressão)	Preenchimentos completamente lavados, caudais de água elevados.

2.1.9 Número de famílias

Este parâmetro refere-se, tal como o nome indica, ao número de famílias de descontinuidade existente no maciço rochoso. Para além das famílias de descontinuidade, podem ainda existir descontinuidades isoladas (Giani, 1992).

A forma dos blocos que constituem o maciço rochoso é determinada pela interseção das várias famílias de descontinuidade. O número de famílias determina o tipo de rotura. A análise estereográfica (descrita no capítulo 2.1.12) é bastante útil para determinar o número de famílias, bem como a orientação média e a variação de cada uma destas. Segundo a ISRM (1978) podem existir, em função do número de famílias:

- Maciço sem ou com algumas descontinuidades isoladas;
- Uma família de descontinuidade;
- Uma família de descontinuidade e, ocasionalmente, descontinuidades isoladas;
- Duas famílias de descontinuidade;
- Duas famílias de descontinuidade e, ocasionalmente, descontinuidades isoladas;
- Três famílias de descontinuidade;
- Três famílias de descontinuidade e, ocasionalmente, descontinuidades isoladas;
- Quatro ou mais famílias de descontinuidade;
- Maciço totalmente fraturado.

2.1.10 Tamanho e forma do bloco

O tamanho do bloco é determinado pelo espaçamento, número e pela continuidade das descontinuidades. O número de famílias e a sua orientação vão determinar ainda a forma dos blocos que pode ser desde cubos a romboedros (Giani, 1992). Em função da forma geométrica dos blocos, o maciço rochoso pode caracterizar-se como (Figura 10) (ISRM, 1978):

- Monolítico: Algumas descontinuidades isoladas ou com elevado espaçamento;
- Cúbico: Blocos aproximadamente equidimensionais;
- Planar: Uma dimensão consideravelmente maior que as outras duas;
- Colunar: Uma dimensão consideravelmente mais larga que as outras duas;
- Irregular: Variação de tamanho e forma dos blocos;
- Triturado: Descontinuidades aleatórias extremamente próximas.

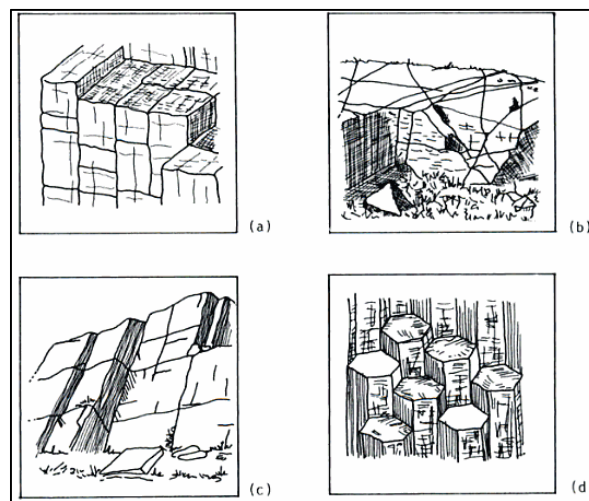


Figura 10 - Representação de algumas formas de blocos possíveis. a) cúbico; b) irregular; c) planar; d) colunar. (after ISRM, 1978).

2.1.11 Métodos de obtenção dos parâmetros das descontinuidades

Nos itens anteriores foram descritos os vários parâmetros que devem ser definidos para uma correta caracterização das famílias de descontinuidade que constituem um maciço. Existem vários métodos que permitem obter estes parâmetros. A facilidade e qualidade de obtenção de dados variam em função do método usado e dos parâmetros pretendidos, como se pode ver na Tabela 6 (Simons et al., 2001).

Para estudos de estabilidade de taludes, o levantamento dos parâmetros sugeridos pela ISRM podem ser recolhidos com bastante facilidade e fiabilidade a partir do maciço rochoso exposto à superfície. De forma a complementar o levantamento feito à superfície, podem realizar-se sondagens com recolha de amostras.

É importante referir que, após definir o método de levantamento de dados, deve proceder-se ao levantamento destes parâmetros para o maior número possível de descontinuidades, dentro de cada família (Simons et al., 2001).

Tabela 6 - Facilidade de obtenção e fiabilidade das informações recolhidas acerca das descontinuidades, em função de vários métodos (Simons et al., 2001).

Tipo de Informação	Medição direta no maciço exposto	Fotografias do maciço exposto	Carotes de sondagem	Carotes de sondagem orientados	Métodos geofísicos
Localização	Bom	Bom	Bom	Bom	Médio
Tipo de descontinuidade	Bom	Médio	Bom	Bom	Fraco
Descrição do material que constitui o maciço	Bom	Fraco	Bom	Bom	Impossível
Inclinação	Bom	Médio	Médio/ Fraco	Bom	Fraco
Direção	Bom	Médio	Fraco	Médio	Fraco
Espaçamento	Bom	Bom	Médio	Médio	Fraco
Continuidade	Bom	Bom	Fraco	Fraco	Fraco
Rugosidade de grande ou média escala	Bom	Médio/ Fraco	Fraco	Fraco	Fraco
Rugosidade de pequena escala	Bom	Médio/ Fraco	Médio	Médio	Fraco
Resistência das superfícies de descontinuidade	Bom	Impossível	Médio	Médio	Impossível
Abertura	Bom	Fraco	Fraco	Fraco	Médio/ Fraco
Material de preenchimento	Bom	Fraco	Médio	Médio	Impossível
Espessura do preenchimento	Bom	Fraco	Médio/ Fraco	Médio/ Fraco	Fraco
Infiltrações	Bom	Médio	Impossível	Impossível	Fraco
Número de famílias	Bom	Bom/ Médio	Fraco	Fraco	Impossível
Tamanho do bloco	Bom	Bom/ Médio	Fraco	Fraco	Fraco

2.1.12 Análise estereográfica

A análise das várias orientações das discontinuidades recolhidas em campo pode ser feita com maior facilidade recorrendo à representação gráfica dessa informação. A representação gráfica mais comum refere-se à projeção estereográfica. Esta projeção permite uma análise simultânea e visualmente rápida da distribuição das orientações recolhidas em campo. Este método foi desenvolvido por Phillips (1971) e utilizado para fins de engenharia por vários autores (Matherson, 1983; Hoek & Bray, 1981; Priest, 1980). A base teórica do método não é abordada nesta dissertação uma vez que não se enquadra nos objetivos definidos, apenas são introduzidas algumas definições.

A projeção estereográfica consiste num método gráfico de representação e análise das orientações de planos e linhas, a duas dimensões. Todos os métodos estereográficos recorrem à projeção de elementos a duas dimensões para sua fácil imaginação a três dimensões. Os dois métodos estereográficos mais comuns são:

- Projeção de igual ângulo: este tipo de projeção preserva a relação angular entre os elementos projetados. Para a projeção dos elementos recorre-se à rede de Wulf.
- Projeção de igual área: este tipo de projeção preserva a distribuição espacial entre os elementos projetados. Para a projeção dos elementos recorre-se à rede de Schmidt.

Em engenharia, nomeadamente na análise de estabilidade de taludes, a projeção de igual área é preferível uma vez que permite a análise estatística dos parâmetros recolhidos das discontinuidades. Normalmente, as projeções estereográficas representam-se pelos pólos dos planos complementados, quando se justifique, pelo traçado de linhas de igual densidade de pólos (Figura 11) (Giani, 1992).

A análise estatística é bastante importante uma vez que permite definir a predominância, a orientação média e a variação de cada família de discontinuidade. Esta análise é normalmente feita com recurso a *softwares* específicos (por exemplo: *Dips 5.0*, da *Rocscience®*), uma vez que se trata de um processo moroso e complexo (Simons et al., 2001).

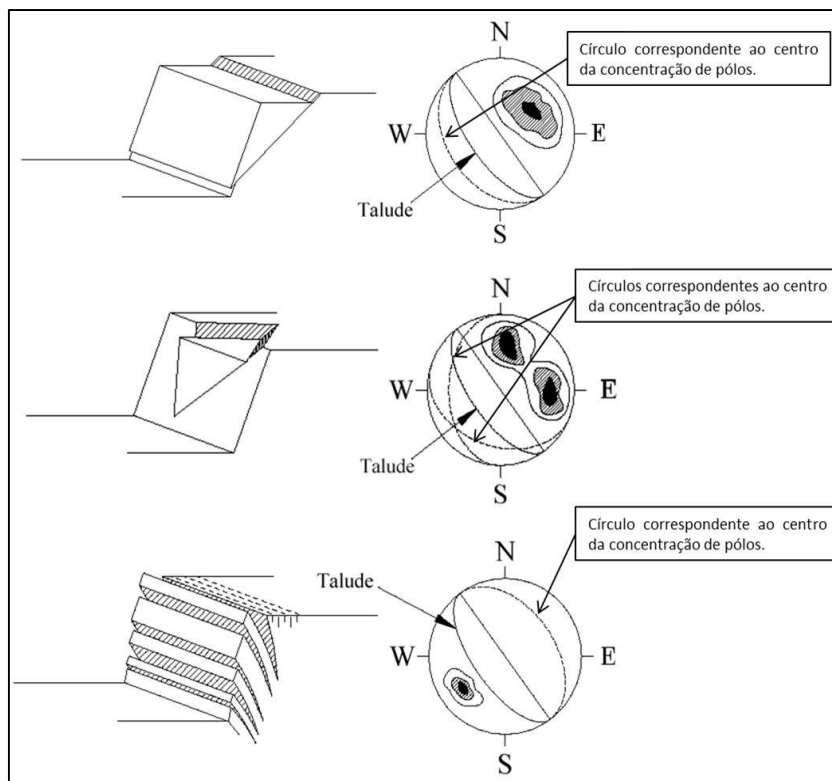


Figura 11 – Representação das projeções estereográficas para vários tipos de rotura de maciços rochosos (Hoek & Bray, 1981).

2.1.13 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização de descontinuidades permitem estimar os parâmetros resistentes das mesmas (Vallejo et al., 2002). Independentemente do tipo de ensaio realizado em laboratório, devem preservar-se ao máximo as condições das amostras recolhidas em campo, de forma a reproduzir o melhor possível as condições *in situ* (Farmer, 1992). Para além disso, é necessário analisar se a amostra em estudo é efetivamente representativa de todo o maciço ou da zona de estudo/área de interesse (Cunha, 1990). Os ensaios de caracterização de descontinuidades são o *tilt test*, o ensaio de resistência ao corte de descontinuidades e o ensaio do martelo de Schmidt. Uma vez que a elaboração destes ensaios não consta nos objetivos desta dissertação, apenas são introduzidos alguns aspetos fundamentais destes ensaios.

2.1.13.1 Tilt test

O ensaio de *tilt test* é um ensaio que permite estimar o ângulo de atrito ou, caso a superfície esteja lisa e sem sinais de meteorização, o ângulo de atrito de base de uma descontinuidade. A partir do ângulo obtido é possível, através de fórmulas empíricas, estimar o ângulo de atrito residual e/ou o coeficiente JRC (*Joint Roughness Coefficient*) das superfícies de descontinuidade (Barton, 1981).

Para determinar o ângulo de atrito de uma superfície de descontinuidade é necessário, para a realização do ensaio, obter uma amostra do maciço que contenha uma descontinuidade sem coesão. O procedimento de ensaio consiste em (Figura 12) (Vallejo et al., 2002):

1. Colocar a amostra sobre uma superfície de apoio;
2. Inclinar a superfície de apoio até que haja movimento de um fragmento de amostra relativamente à superfície de descontinuidade;
3. Aquando do primeiro movimento deve medir-se a inclinação da superfície de apoio em relação à horizontal. Esse ângulo é designado por α e representa o ângulo de atrito - ϕ ;

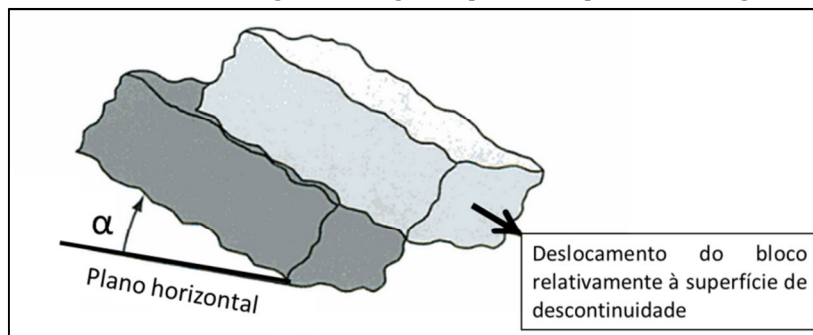


Figura 12 – Ensaio *tilt test* sobre uma superfície de descontinuidade (Kliche, 1999).

Caso a superfície de descontinuidade seja lisa e sem sinais de meteorização, o ângulo de atrito obtido - ϕ corresponde ao ângulo de atrito de base - ϕ_b .

Para determinar o ângulo de atrito de base, em laboratório, devem arranjar-se previamente 3 tarolos do maciço de superfície lisa e sem sinais de alteração. De seguida, pode então proceder-se à realização do ensaio (Figura 13) (Vallejo et al., 2002):

1. Colocar dois tarolos paralelos sobre o plano de apoio/mesa de ensaio;
2. Colocar o terceiro tarolo sobre os dois apoiados na mesa de ensaio;
3. Inclinar a mesa de ensaio, através de uma manivela, até que haja movimento do tarolo relativamente aos outros dois;
4. Aquando do primeiro movimento deve medir-se a inclinação da mesa de ensaio em relação à horizontal. Esse ângulo corresponde ao ângulo de atrito de base - ϕ_b ;
5. Esta medição deve repetir-se para várias amostras do maciço.



Figura 13 - Realização do ensaio *tilt test* sobre uma superfície lisa e sem alteração (Mecânica das Rochas, 2011).

O ângulo α é dado em função da relação entre a tensão de corte e a tensão normal que atuam sobre a descontinuidade, ou seja (Vallejo et al., 2002):

$$\alpha = \arctg \frac{\tau}{\sigma_n} = \phi$$

Em que:

- α – Ângulo entre o plano de apoio e a horizontal (°);
- τ – Tensão de resistência ao corte da descontinuidade (MPa);
- σ_n – Tensão normal que atua sobre a superfície de descontinuidade (MPa);
- ϕ – Ângulo de atrito (°).

A partir do ângulo de atrito – ϕ (ou seja do ângulo α medido no ensaio) é possível calcular-se o coeficiente JRC de uma descontinuidade (Vallejo et al., 2002):

$$JRC = \frac{(\alpha - \phi_r)}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)}$$

Em que:

- α – Ângulo entre o plano de apoio e a horizontal (°);
- JCS – Resistência à compressão simples da superfície da descontinuidade (MPa);
- ϕ_r – Ângulo de atrito residual (°);
- JRC – *Joint Roughness Coefficient*.

Para o caso de uma superfície de descontinuidade lisa e sem alteração, o ângulo de inclinação medido na mesa de ensaio corresponde, como já foi referido, ao ângulo de atrito de base:

$$\alpha = \phi = \phi_b$$

A partir deste é possível, conjugando-o com os resultados obtidos do ensaio do martelo de Schmidt (capítulo 2.1.13.3), calcular o ângulo de atrito residual - ϕ_r , que por sua vez permite estimar o ângulo de atrito de pico - ϕ_p .

2.1.13.2 Resistência ao corte de descontinuidades

Este ensaio consiste em medir a resistência ao corte de uma superfície de descontinuidade. Este ensaio pode realizar-se em laboratório, sobre amostras recolhidas em campo ou preparadas a partir dos testemunhos recolhidos em sondagens, mas também pode realizar-se *in situ* (Figura 14), sendo para tal necessário talhar um bloco rochoso, normalmente com forma paralelepípedica.

O ensaio consiste, fundamentalmente, na aplicação de forças normais e tangenciais às superfícies da descontinuidade, sendo estas forças produzidas por dois sistemas independentes (Vallejo et al., 2002). É importante, para a aplicação do ensaio, que as amostras possuam uma forma prismática, de maneira a garantir uma distribuição uniforme das forças normais e tangenciais que são transmitidas no ensaio (Dinis da Gama et al., 2002).

Após a preparação da amostra procede-se à realização do ensaio. Para tal é aplicada uma força normal – N ao plano de descontinuidade, que é mantida constante até ao final do ensaio. Com esta carga aplicada é imposta uma translação horizontal, a um dos blocos da amostra, medindo-se o valor da força horizontal – S que provoca a translação.

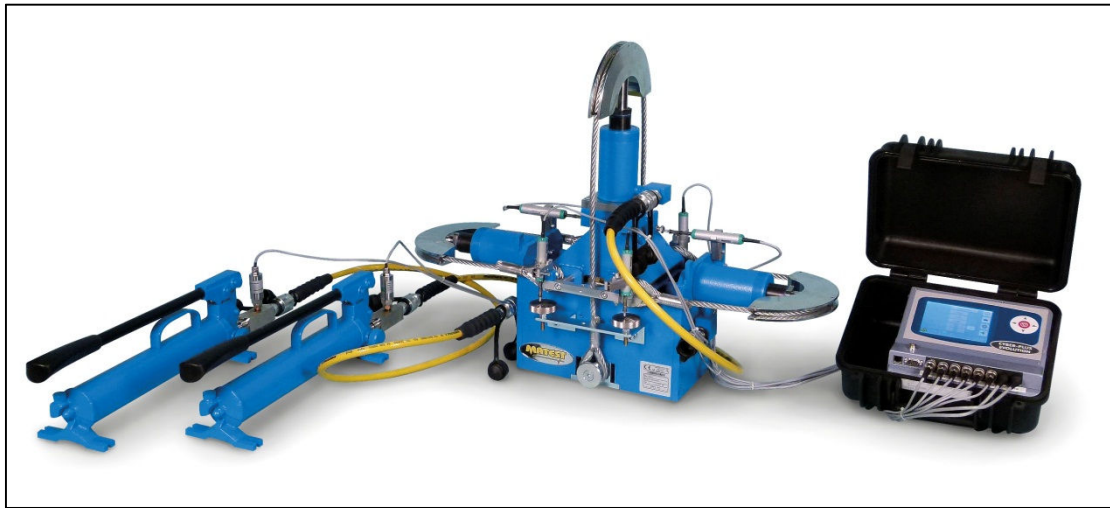


Figura 14 – Exemplo de equipamento para realização do ensaio de resistência ao corte de descontinuidades *in situ* (Matest, 2013).

A partir das tensões de rotura obtidas, de pelo menos três ensaios, é possível obter os parâmetros resistentes, a coesão e o ângulo de atrito (de pico ou residual) da descontinuidade. Para tal projetam-se graficamente as tensões de rotura obtidas, ajustam-se os pontos a uma reta, designada de envolvente de rotura, e a partir do critério de Mohr-Coulomb é então possível retirar os parâmetros resistentes (coesão – c e ângulo de atrito – ϕ) a partir da seguinte expressão:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

Caso o ensaio seja realizado em descontinuidades rugosas, é necessário que ocorra rotura destas irregularidades para que ocorra deslocamento tangencial (Figura 15) (Vallejo et al., 2002). Assim, é possível estimar a coesão e os ângulos de atrito de pico e residual a partir das seguintes expressões:

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi_p$$

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r$$

Em que:

- τ_{p-r} – Tensão de corte na rotura (MPa);
- c – Coesão (MPa);
- σ_n – Tensão normal (MPa);
- ϕ_p – Ângulo de atrito de pico (°);
- ϕ_r – Ângulo de atrito residual (°).

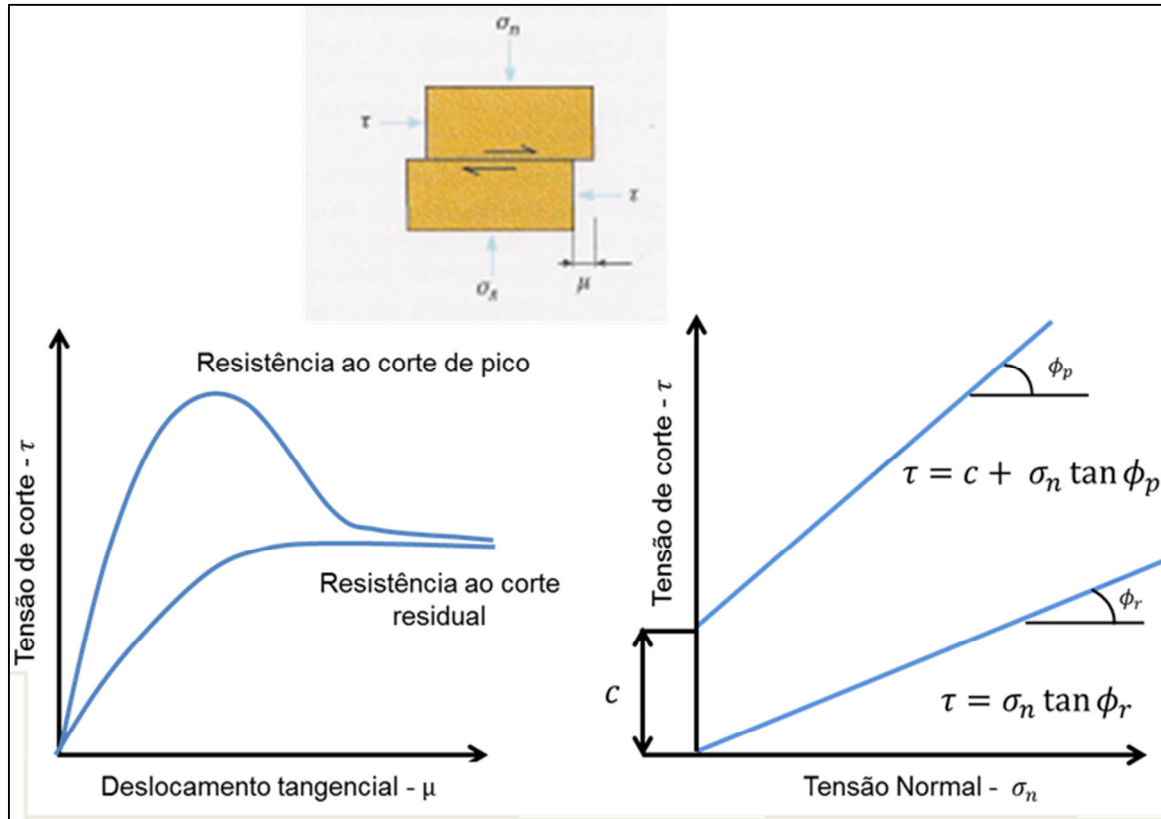


Figura 15 - Resistência ao corte de uma descontinuidade (Vallejo et al., 2002).

2.1.13.3 Martelo de Schmidt

O ensaio do martelo (ou esclerómetro) de Schmidt permite estimar, de forma aproximada, a resistência à compressão simples de uma superfície de descontinuidade ou da matriz rochosa. É um ensaio prático, fácil e rápido, tornando-o bastante recorrente na caracterização do maciço rochoso.

O martelo consiste num equipamento que contém no seu interior uma ponta retrátil, a qual ao ser pressionada contra a superfície de descontinuidade (ou contra o maciço rochoso para avaliação da matriz rochosa) provoca um ressalto (Figura 16). Para medir a resistência à compressão na superfície de descontinuidade, pressiona-se o martelo na superfície (de preferência nos locais de maior alteração, de forma a obter resultados conservativos) e mede-se o ressalto – r . Seguidamente repete-se o processo mas numa superfície de sã, denominando-se o ressalto por R . Para estimar a resistência à compressão da matriz rochosa efetua-se o ensaio na matriz rochosa, obtendo-se o ressalto – R .

Durante o ensaio, é importante que o martelo seja colocado perpendicularmente à superfície a analisar. Devem realizar-se, no mínimo, 10 ensaios por família de descontinuidade e o valor usado posteriormente será a média dos 5 maiores valores de ressaltos obtidos. O ressalto médio (também designado por resistência de Schmidt) correlaciona-se num ábaco com a densidade da rocha (kN/m^3) e com a resistência à compressão da superfície (MPa) (after Hoek & Bray, 1981) (Figura 17). Existem

vários eixos de abscissas, em função da inclinação da superfície de aplicação, para que o ressalto medido seja em função da maior ou menor contribuição da força gravítica. (Giani, 1992).



Figura 16 - Exemplo de equipamento: Martelo de Schmidt; Realização do ensaio em superfície vertical (Proceq UK, 2013).

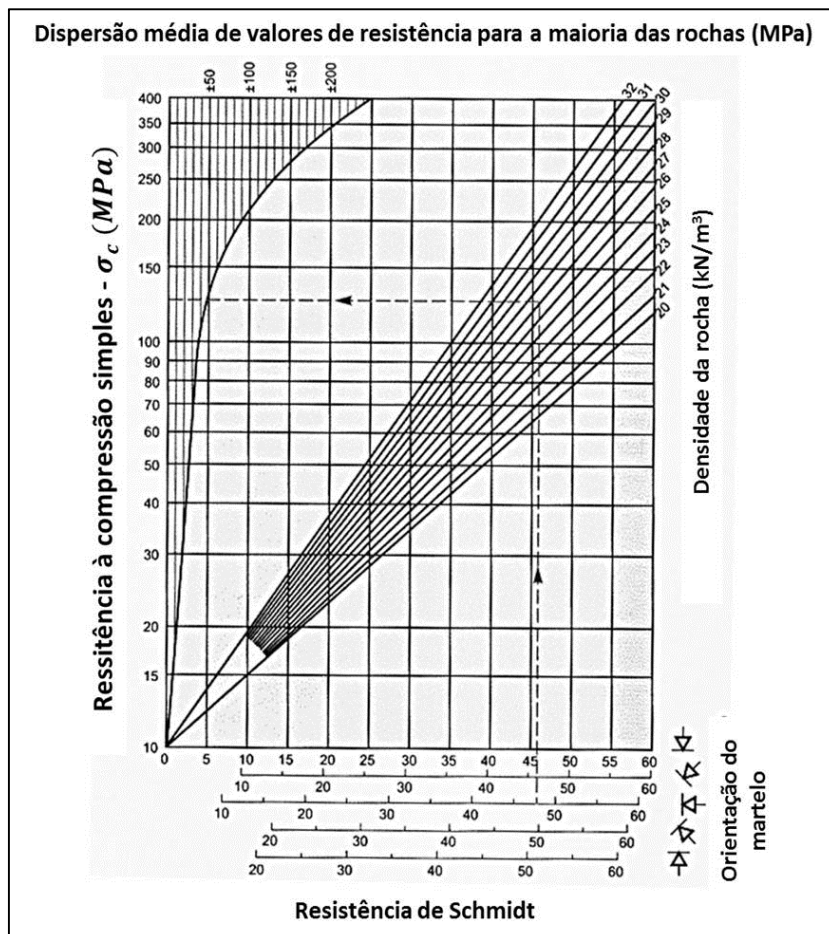


Figura 17 - Âbaco para determinar a resistência à compressão simples da rocha a partir do ensaio do martelo de Schmidt (traduzido de Hoek & Bray, 1981).

2.1.14 Classificação

Os maciços rochosos apresentam um comportamento geomecânico complexo, no entanto esse comportamento pode ser estudado de forma simples, em função da sua aptidão para certas aplicações. Com este objetivo surgiram as classificações geomecânicas que permitem, a partir da observação direta das características dos maciços rochosos e da realização de ensaios, atribuir índices de qualidade aos maciços.

Relativamente a taludes, as classificações geomecânicas mais comuns são o *Rock Mass Rating* – RMR e o *Geological Strength Index* – GSI, que se obtêm do anterior (RMR). Para o cálculo do RMR recorre-se a vários parâmetros, entre os quais ao índice *Rock Quality Designation* – RQD (Vallejo et al., 2002).

2.1.14.1 Rock Quality Designation - RQD

A fracturação do maciço rochoso define-se, independentemente da sua origem, pelo número, espaçamento e condições/parâmetros das descontinuidades (Vallejo et al., 2002). O grau de fracturação expressa-se, habitualmente, pelo *Rock Quality Designation* – RQD, que se mede em carotes que provêm de sondagens (Deere, 1963). O índice RQD representa a relação entre a soma dos comprimentos dos tarolos de sondagem superiores a 10 cm e o comprimento total do carote considerado (Figura 18) (Hudson, 2005):

$$RQD = \sum \frac{\text{Comprimento dos fragmentos de sondagem} > 10\text{cm}}{\text{Comprimento total (cm)}} \times 100$$

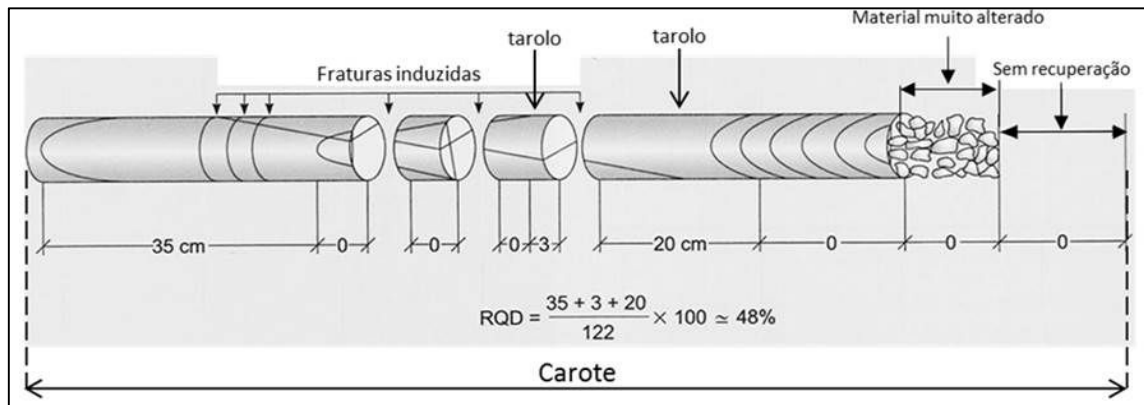


Figura 18 - Exemplo de cálculo do índice RQD a partir de um carote de sondagem (adaptado de Clayton et al., 1995).

Para o cálculo do índice RQD consideram-se somente os fragmentos sãos, excluindo-se os fragmentos que apresentam graus de alteração iguais ou superiores a W4, assumindo para estes um RQD = 0%. É recomendável que o cálculo do índice RQD seja feito para cada carote e não é recomendável que o comprimento total exceda os 1,5m. Para além disso, o diâmetro mínimo recomendado para os carotes é de 48mm (Clayton et al., 1995).

Segundo o índice RQD pode então classificar-se a qualidade da rocha como (Deere, 1963) (Tabela 7):

Tabela 7 - Classificação da qualidade da rocha em função do índice RQD (%) (Deere, 1963).

RQD (%)	Qualidade
<25	Muito má
25 - 50	Má
50 - 75	Média
75 - 90	Boa
90 - 100	Muito boa

Li et al. (2009) sugerem algumas modificações ao método de cálculo do índice RQD, designando este índice corrigido de RQDc (*corrected Rock Quality Designation*). As modificações propostas têm em consideração o número de tarolos que constituem o carote e ainda o comprimento dos mesmos, independentemente de o seu comprimento ser, ou não, superior a 10cm.

Apesar das modificações propostas induzirem uma aproximação mais realista do grau de fracturação, o uso do RQDc torna-se bastante limitado uma vez que as classificações para as quais o índice é considerado (como por exemplo na classificação RMR) ainda não foram “atualizadas”. Assim, o uso do RQDc poderia levar a interpretações erradas das classificações obtidas a partir deste.

2.1.14.2 *Rock Mass Rating - RMR*

A classificação RMR foi desenvolvida por Bieniawski (1973) e esta classificação permite relacionar índices de qualidade com parâmetros geotécnicos do maciço e de escavação (Vallejo et al., 2002). Para atribuição de um índice RMR, que pode variar entre 0 (má qualidade) e 100 (muito boa qualidade), são considerados vários fatores, são estes (Bieniawski, 1973):

- Resistência à compressão simples da matriz rochosa;
- *Rock Quality Designation* – RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condições hidrogeológicas;
- Orientação das descontinuidades relativamente à escavação;
- Outros parâmetros das descontinuidades.

Para que se possa utilizar esta classificação é necessário dividir, previamente, o maciço rochoso em zonas com características uniformes, de acordo com o observado em campo. Após definidas as zonas homogêneas procede-se à atribuição de pontuações para cada um dos parâmetros, definidos (1 a 5) na Figura 19. Uma vez obtidas todas as pontuações, efetua-se a correção da orientação das descontinuidades e somam-se todos os valores, o valor final corresponde ao valor RMR final do maciço (Bieniawski, 1989). Em função do RMR obtido é possível classificar o maciço, numa das cinco classes existentes, e obter intervalos de valores para os parâmetros resistentes do maciço rochoso (Tabela 8). Por exemplo, segundo esta classificação, um maciço de classe I corresponde a um maciço são, duro, pouco fraturado e sem infiltrações importantes, representando muito poucos problemas relativamente à sua estabilidade e resistência, podendo mesmo suportar taludes com inclinações elevadas (Vallejo et al., 2002).

Tabela 8 - Qualidade dos maciços rochosos em função do índice RMR e parâmetros resistentes (Bieniawski, 1973).

Classe	Qualidade	Valor RMR	Coesão (MPa)	Ângulo de atrito (°)
I	Muito boa	100-81	>40	>45
II	Boa	80-61	30-40	35-45
III	Média	60-41	20-30	25-35
IV	Má	40-21	10-20	15-25
V	Muito Má	<20	<10	<15

Parâmetros de classificação											
1	Resistência da matriz rochosa		>250 MPa	250-100 MPa	100-50 MPa	50-25 MPa	25-5. MPa	5-1. MPa	<1 MPa		
	Pontuação		15	12	7	4	2	1	0		
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%				
	Pontuação		20	17	13	8	3				
3	Espaçamento		>2m	0,6-2m	0,2-0,6m	0,06-0,2m	<0,06m				
	Pontuação		20	15	10	8	5				
E c s o t n a t i o n d i a d s d e s	d e s	Continuidade	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m				
		Pontuação	6	4	2	1	0				
	A b e r t u r a	Nada	<0,1mm	0,1-1,0mm	1-5mm	>5mm					
		Pontuação	6	5	3	1	0				
	R u g o s i d a d e	Muito Rugosa	Rugosa	Leve/ Rugosa	Ondulada	Suave					
		Pontuação	6	5	3	1	0				
	P r e e n c h i m e n t o	Nenhum	Duro	Duro	Mole	Mole					
		Pontuação	6	4	2	2	0				
	G r a u d e a l t e r a ç ã o	Inalterada	Pouco alterada	Med. alterada	Muito alterada	Decomposta					
		Pontuação	6	5	3	1	0				
5	Estado geral relativamente à água		Seco	Ligeiramente húmido	Húmido	Gotejando	Água fluindo				
	Pontuação		15	10	7	4	0				
Pontuação parcial											
Correcção da orientação das descontinuidades											
	Direcção e inclinação		Muito favoravel	Favoravel	Medio	Desfavoravel	Muito desfavoravel				
	Talude										
	Pontuação		0	-5	-25	-50	-60				
	Classificação numérica (RMR)										

Figura 19 – Parâmetros a pontuar para obtenção do índice RMR (Bieniawski, 1973).

2.1.14.3 GSI

O *Geological Strength Index* - GSI é um sistema de caracterização do maciço rochoso. Este modelo permitiu incorporar vários parâmetros, entre os quais o tipo de rocha, num só “número”: o GSI, facilitando a sua incorporação em modelos matemáticos (Marinos & Hoek, 2005).

Hoek & Marinos (2001) desenvolveram o sistema de classificação GSI para maciços rochosos de má qualidade (Figura 20) e ainda um sistema para maciços rochosos heterógenos (Figura 21). Esta classificação baseia-se nas características geológicas observadas em campo e é utilizada para obter estimativas do GSI no entanto, uma vez que é possível, é aconselhável o cálculo do mesmo em função do RMR, de forma a obter valores mais fiáveis.

Quanto à análise de estabilidade de taludes, a avaliação do índice GSI com recurso às seguintes figuras deve ser feita em pontos onde um potencial plano de rotura pode passar. Nestes casos, os valores de GSI estimados requerem uma avaliação cuidada, especialmente quando um plano de rotura atravessa várias zonas com diferentes graus de meteorização (Marinos & Hoek, 1998).







GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces				
STRUCTURE		GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces				
		FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces				
		POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments				
		VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities  BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets  VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets  BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity  DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces  LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓	90				
		80				
			70			
			60			
				50		
				40		
					30	
						20
						10
		N/A	N/A			

Figura 20 - Quadro para estimar o GSI a partir da observação geológica (Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek 2000, 2001).









GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos, P and Hoek, E, 2000)		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)				
From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.		VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces				
COMPOSITION AND STRUCTURE		GOOD - Rough, slightly weathered surfaces				
		FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces				
		POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments				
		VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
 A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.		70				
 B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone		60				
 C. Sandstone and siltstone in similar amounts			50			
 D. Siltstone or silty shale with sandstone layers			40			
 E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers				30		
 F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure					20	
 G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers						10
 H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.						

Figura 21 – Quadro para estimar o GSI para rochas heterogêneas (Marinos & Hoek, 2001).

Como já foi referido, dada a possibilidade de obter o GSI a partir do RMR, é aconselhável a adoção deste método uma vez que proporciona valores mais fiáveis. Assim, para obter o GSI segundo o índice RMR recorre-se à seguinte expressão:

$$GSI = RMR - 5$$

2.2 Matriz Rochosa

A matriz rochosa refere-se ao material rochoso isento de descontinuidades. A matriz é constituída por minerais sólidos interligados. As suas propriedades dependem assim das características destes grãos, que condicionam assim o comportamento físico e mecânico dos maciços. As propriedades da matriz podem dividir-se em físicas (peso volúmico, porosidade e permeabilidade) e mecânicas (resistência à compressão simples, módulo de deformabilidade, coesão e ângulo de atrito (Vallejo et al., 2002)).

2.2.1 Ensaios de caracterização

Existem vários parâmetros da matriz rochosa que se podem determinar a partir de ensaios, de forma a identificar e descrever as suas propriedades. Entre os vários ensaios possíveis, destacam-se os ensaios que nos permitem avaliar o comportamento mecânico da matriz rochosa, nomeadamente os ensaios que permitem avaliar a resistência à compressão simples. Esses ensaios referem-se ao ensaio de compressão uniaxial, ao ensaio de carga pontual (*ou Poin Load Test*) e ao ensaio do martelo de Schmidt (Vallejo et al., 2002). O ensaio do martelo de Schmidt já foi descrito no capítulo 2.1.13.3.

À semelhança dos ensaios de caracterização das descontinuidades é importante que, independentemente do ensaio realizado, se preservem ao máximo as condições das amostras recolhidas em campo, de forma a reproduzir o melhor possível as condições *in situ* (Farmer, 1992). Para além disso, há que ter em consideração se a amostra em estudo é efetivamente representativa de todo o maciço, ou pelo menos da zona de estudo/área de interesse (Cunha, 1990).

Uma vez que a elaboração destes ensaios não consta nos objetivos desta dissertação, apenas são introduzidos os aspetos fundamentais de cada um dos ensaios.

2.2.1.1 Compressão simples

O ensaio de compressão simples é corrente na determinação das características mecânicas das rochas e consiste em analisar o máximo esforço que uma amostra suporta, quando submetida a uma compressão uniaxial.

A preparação da amostra deve ter um cuidado especial na retificação da superfície das bases que irão sofrer compressão para garantir uma forma cilíndrica perfeita. A resistência à compressão simples ou uniaxial é determinada num provete de rocha, com forma cilíndrica, submetido a uma tensão normal - σ_c nas bases (Figura 22):

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A}$$

Em que:

- σ_c – Resistência à compressão simples (kPa);
- F_c – Força compressiva aplicada (kN);
- A – Área do provete (m^2).

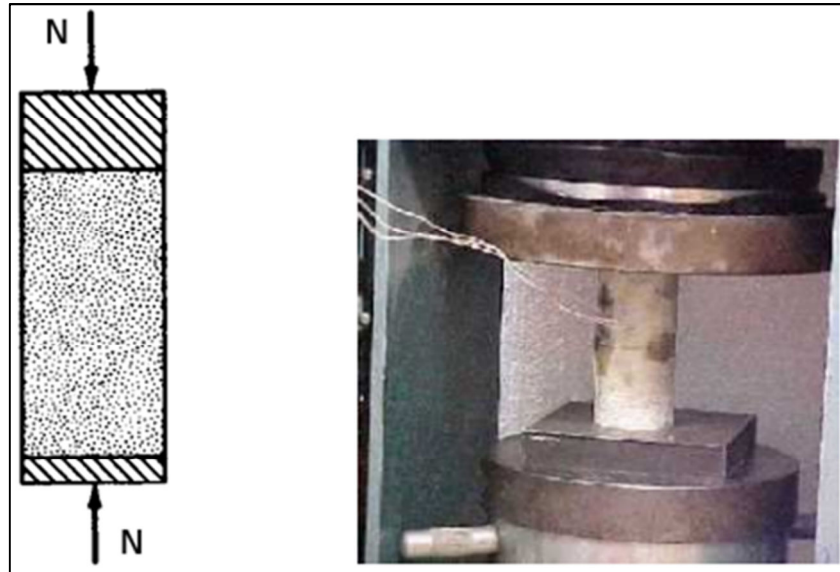


Figura 22 - Esquema e fotografia do ensaio de compressão uniaxial (Mota-Engil, 2008).

2.2.1.2 Carga pontual (*Point Load Test*)

O ensaio de carga pontual (ou *Point Load Test*), essencialmente desenvolvido por Broch & Franklin (1972), permite aferir a resistência à compressão simples das rochas, a partir da determinação do índice de resistência (ou índice de carga pontual).

O ensaio consiste em provocar a rotura de uma amostra, obtida de um carote de sondagem, através da aplicação de uma carga pontual - P crescente. A amostra de rocha é comprimida entre duas pontei-
ras cónicas de metal duro, que provocam a rotura por desenvolvimento de fissuras de tração paralelas ao eixo da carga, sendo registado o valor da carga - P que provoca a rotura (Figura 23).

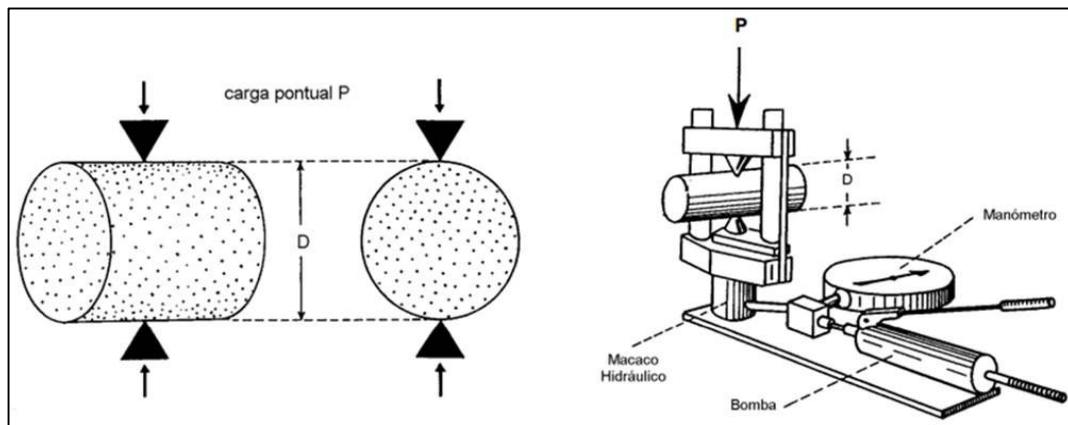


Figura 23 - Aplicação da carga pontual- P na amostra (à esquerda); esquema de equipamento do ensaio de carga pontual (à direita) (adaptado de Thuro & Plinninger, 2001).

Como padrão, o índice de carga pontual - $I_{s(50)}$ é definido para o ensaio realizado sobre provetes cilíndricos de rocha com diâmetro - D igual a 50 mm, em que a aplicação da carga - P é feita na direção diametral, sendo calculado pela expressão seguinte (Price, 2009):

$$I_{s(50)} = \frac{P}{D^2}$$

Em que:

- $I_{s(50)}$ – Índice de carga pontual (kPa);
- D – Diâmetro da amostra (m);
- P – Carga pontual (kN).

Para ensaios idênticos realizados sobre provetes cilíndricos com outros diâmetros, a relação $\frac{P}{D^2}$ deve ser multiplicada por um fator corretivo - F a fim de se obter o índice de carga pontual normalizado:

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D^2}$$

$$F = \left(\frac{D}{50}\right)^{0,45}$$

Em que:

- F – Fator corretivo;
- $I_{s(50)}$ – Índice de carga pontual (kPa);
- D – Diâmetro da amostra (m);
- P – Carga pontual (kN).

No ensaio de carga pontual podem ser testados, não só provetes cilíndricos comprimidos diametralmente, mas provetes comprimidos axialmente e ainda provetes com outras formas, regulares ou irregulares, desde que obedeam a alguns critérios (Figura 24).

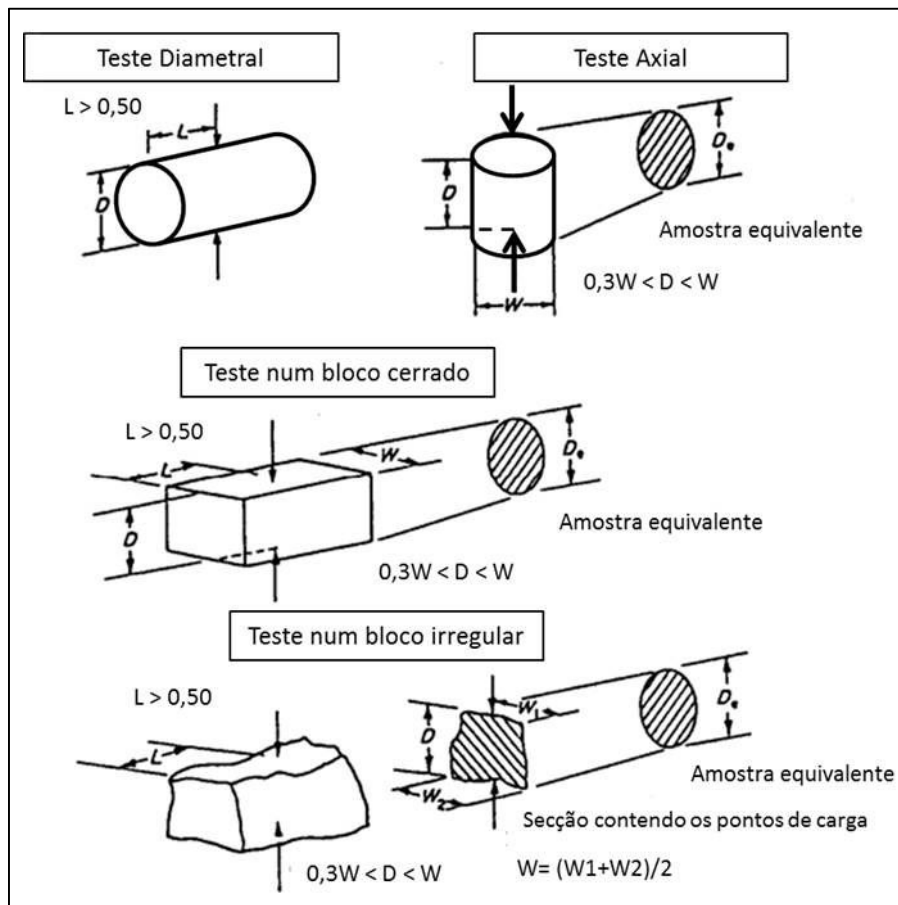


Figura 24 – Relação das diferentes formas dos provetes de ensaio com os critérios necessários para realização do ensaio de carga pontual (Thuro & Plinninger, 2001).

Para estes casos é necessário definir um diâmetro equivalente - D_e , correspondente a uma secção circular com área igual à da secção transversal do provete ensaiado, sendo o índice de carga pontual normalizado calculado a partir desse valor:

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} WD}$$

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45}$$

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D_e^2}$$

Em que:

- W – Largura do provete (m);
- D_e – Diâmetro equivalente (m).
- D – Diâmetro da amostra (m);
- P – Carga pontual (kN).
- $I_{s(50)}$ – Índice de carga pontual (kPa);

São apenas considerados válidos os resultados dos ensaios cuja superfície de rotura contenha os pontos de aplicação da carga (Figura 25).

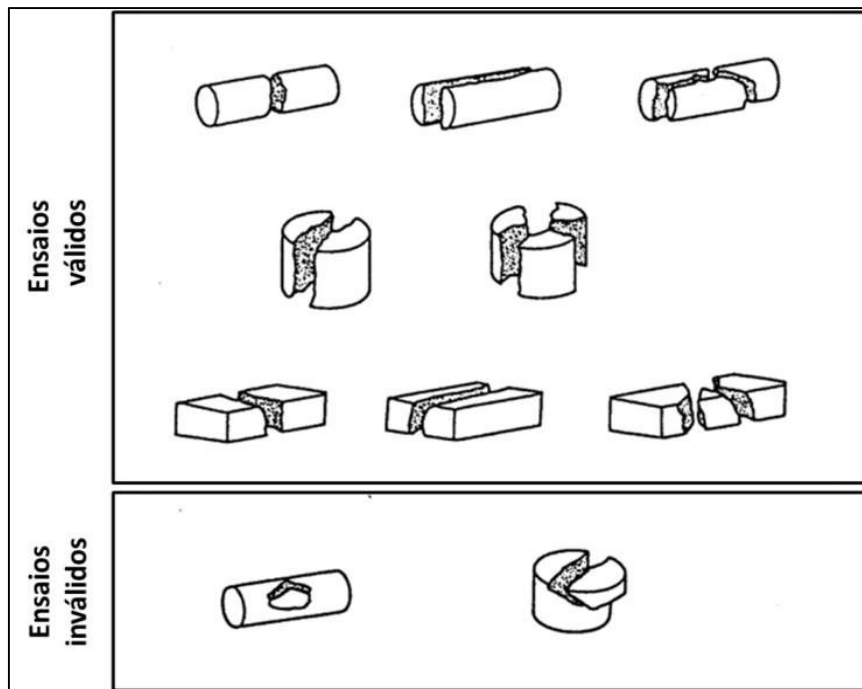


Figura 25 - Representação dos tipos de rotura considerados válidos e inválidos (Thuro & Plinninger, 2001).

Em rochas isotrópicas são, em geral, necessários 10 ensaios válidos por cada tipo/qualidade de rocha que se pretende caracterizar, mas um número inferior poderá ser suficiente se a dispersão de resultados for pequena. Com 10 ensaios, para calcular o valor representativo da resistência à carga pontual, é usual eliminarem-se os dois resultados mais elevados e os dois mais baixos, após isso determina-se a média com os restantes 6 valores. O resultado final obtido é, usualmente, correlacionado com o valor da resistência à compressão simples - σ_c através de uma relação linear proposta por Bieniawski (1972):

$$\sigma_c = aI_{s(50)}$$

Em que:

- a – Fator em função do tipo de rocha, usualmente entre 20 e 25;
- $I_{s(50)}$ – Índice de carga pontual (kPa);
- σ_c – Resistência à compressão simples (kPa).

2.2.2 Classificação do Maciço em função do grau de meteorização

O grau de meteorização e a sua evolução ao longo do maciço é difícil de prever no entanto, de uma forma geral, podem dividir-se três horizontes: um superficial representado por material muito meteorizado; um segundo horizonte constituído por material menos alterado que o primeiro mas com alguns contactos de maior grau de alteração e um terceiro, e último horizonte, representado pelo maciço são, ou seja inalterado (Ruxton & Berry, 1957; Blight, 1997).

As classificações de maciços rochosos, em função do seu grau de meteorização, existentes na literatura são várias. A maioria destas classificações baseou-se na classificação inicialmente proposta por Little (1969), em que o autor sugere a divisão de um solo residual típico em 6 classes (I a VI), representadas na Figura 26.

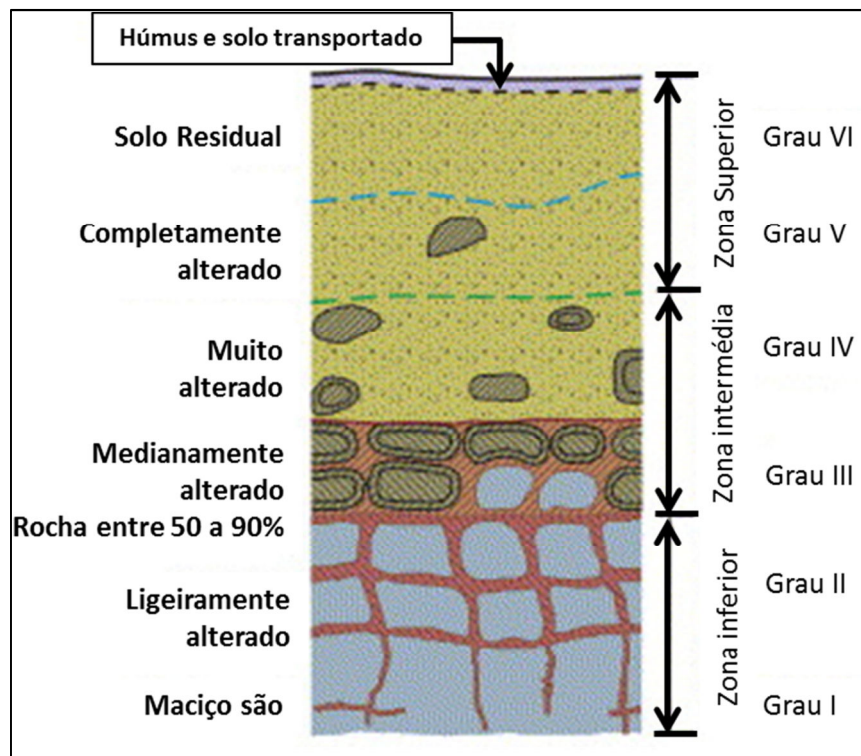


Figura 26 - Divisão e evolução de solo residual típico em 6 classes (Little, 1969).

De forma geral, todos os autores de classificações de maciços rochosos mantiveram a divisão em 6 classes (W_1 a W_6), cuja divisão se baseia na observação visual e registo de alguns aspetos, nomeadamente da cor da matriz rochosa e das descontinuidades, da conservação da textura original, do nível de desintegração, da meteorização química presente e da resistência oferecida pela rocha quando solicitada por ferramentas simples (por exemplo: martelo) (Cruz, 2010). A classificação usada neste traba-

lho refere-se à classificação proposta pela *International Society for Rock Mechanics* – ISRM (1981), que é seguidamente apresentada na Tabela 9:

Tabela 9 - Classificação do grau de meteorização proposta pela ISRM (1981).

Classificação do grau de meteorização			
Símbolo		Designação	Descrição
W ₁	W ₁₋₂	Rocha sã	Sem sinais evidentes de alteração, embora possa apresentar alguma coloração devido à limonite presente em diaclases imediatamente abaixo da rocha alterada.
W ₂		Rocha pouco alterada	Distintamente alterada, nomeadamente das imediações das descontinuidades e com alguma coloração devido à limonite. A resistência oferecida é semelhante à da rocha sã. Necessita de explosivos na escavação.
W ₃		Rocha medianamente alterada	Alteração considerável em toda a rocha. Possui alguma resistência, grandes fragmentos não são partidos à mão. Muitas vezes apresenta coloração devido à limonite. Escavável, embora com grande dificuldade, sem recurso a explosivos.
W ₄	W ₄₋₅	Rocha muito alterada	A rocha está tão enfraquecida pela alteração que mesmo grandes fragmentos são facilmente partidos ou esmigalhados à mão. Apresenta coloração devido à limonite. Escavável com maior facilidade do que a rocha medianamente alterada.
W ₅		Rocha decomposta	A rocha está completamente decomposta pela alteração <i>in situ</i> , mas a textura original ainda é visível. Escavável à mão. É possível empregar-se como aterro. É instável em cortes muito altos e abruptos e requer proteção contra a erosão.
W ₆		Solo Residual	A textura de rocha não é reconhecível. Assume um comportamento praticamente de solo.

A evolução do grau de meteorização é gradual, não existindo uma fronteira fixa que divide a rocha do solo. De uma forma global, os primeiros três horizontes (W1, W2 e W3) ecoam o mesmo som, um som metálico, aquando do bater de um martelo no maciço rochoso. Nestes três horizontes, o comportamento global do maciço é controlado pela resistência da matriz rochosa e pelas características das descontinuidades. Para os graus de meteorização superior (W4 e W5), a resistência da matriz rochosa diminui de tal forma que o comportamento do maciço se torna semelhante ao de um solo, embora a macroestrutura da rocha se mantenha presente e ainda tenha alguma influência no comportamento global do maciço. Entenda-se como macroestrutura (também designada por fábrica) da rocha as descontinuidades, fissuras, poros, etc. Desta forma, a resposta do maciço quando solicitado por ações externas é mista ou seja, o maciço já se encontra suficientemente desagregado para se comportar como um solo no entanto, os planos de descontinuidade previamente existentes ainda terão influência no comportamento mecânico global do maciço. Com a evolução do estado de degradação, a macroestrutura do maciço, como as descontinuidades, deixa de ter influência tornando-se num solo residual. Após este nível de meteorização, o antigo maciço é classificado como W6, ou seja como solo residual. Os solos residuais diferem dos solos transportados (ou sedimentares) por permanecerem no seu local de origem ou seja, não terem sofrido processos de erosão como acontece nos solos transportados. Por diferirem dos solos sedimentares, não podem ser estudados através dos métodos clássicos da mecânica dos solos, como se irá analisar mais à frente (Cruz, 2010).

2.2.3 Evolução do comportamento mecânico em função do grau de meteorização

Os fenómenos de meteorização promovem uma degradação do comportamento mecânico. O comportamento de um maciço são (W1) é bastante diferente do de um maciço muito meteorizado a decomposto (W4 e W5). De facto, para os três primeiros estados de meteorização (W1 a W3), a macroestrutura e a matriz rochosa assumem um papel fundamental no controlo do comportamento mecânico do maciço. A partir de estados de degradação superior, estados em que a meteorização se estende a todo o maciço, aumentando a sua porosidade, o maciço irá adotar de forma progressiva o comportamento mecânico de um solo e a influência da macroestrutura no comportamento mecânico global será cada vez menor. Apesar do aumento da porosidade do material rochoso, provocado naturalmente pela meteorização, ao longo do desenvolvimento do grau de degradação permanecem ligações interparticulares primárias que terão cada vez mais influência no comportamento mecânico global do maciço (Geological Society, 1995).

Nos primeiros estados de meteorização, os parâmetros resistentes do maciço isto é, a coesão e o ângulo de atrito sofrem apenas uma pequena diminuição, desde que as alterações mineralógicas e o enfraquecimento dos grãos sejam insignificantes. O desenvolvimento do estado de meteorização promove, pelo aumento da porosidade, um enfraquecimento em ambos os parâmetros de resistência, como se pode observar, por exemplo, nos trabalhos desenvolvidos por Cruz (2010) (Figura 27). No entanto, como se pode observar na Figura 28, a evolução dos estados de meteorização provocará a partir de determinado nível um aumento dos parâmetros resistentes do solo residual, devido à formação de minerais resultantes do processo de meteorização, chegando mesmo a ultrapassar ligeiramente os parâmetros resistentes de um solo sedimentar (Geological Society, 1995).

	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	W ₅	G8	G4	G4K	FEUP	IPG
Mod. Wesley Classification	Not applicable			A(a1)	A(a2)	A(b1)	A(b2)	A(b3)	A(b2)	A(b2)
#200	---	---	---	---	10-30	10-30	30-40	35-45	38-47	20-35
<0,002	---	---	---	---	---	---	---	14-16	3-10	2-7
Cu	---	---	---	---	---	---	---	> 200	> 100	> 200
Cc	---	---	---	---	---	---	---	0.5-1.0	0.8-1.5	1.5-3.5
CF rate (%) (Cruz, 2010)	---	---	---	---	---	---	---	30-40	10-20	12-25
JP	---	---	---	---	NP	NP-10	NP-15	8-18	NP-14	5-10
AI	---	---	---	---	---	---	---	0.5-1.0	0.9-1.5	1.8-3.4
γ _s	---	---	---	2.6-2.7	2.6-2.7	2.6-2.7	2.7	2.6-2.7	2.7-2.8	2.6-2.7
γ	25-26	23-26	23-25	19-24	18-21	18-20	17-20	16-19	16-20	18-21
Void r.	---	---	---	---	---	0.7-0.9	0.6-0.7	0.4-0.7	0.6-0.8	0.4-0.6
n	---	1.5-3.0	3.0-7.5	7.5-15	---	---	---	---	---	---
K (m/s)	10 ⁻⁶ a 10 ⁻⁷							---	---	---
ASTM	---	---	---	---	SM	SM	SM-SC	SC	SM-SC	SM
AASHTO	---	---	---	---	A1-A2	A1-A2	A1-A2	A4-A7	A1-A2	A1-A2
q _u (MPa)	50-150	35-75	15-50	3-10	0.1-1.0	0.03-0.1	0.01-0.08	---	---	---
E (MPa) Uniaxial	15000-25000	5000-15000	1000-10000	250-750	2.5-15	1.0-5.0	0.5-3.0	---	---	---
Q _t (MPa)	3-10	1-6	0.5-5	0.2-1.0	---	---	---	---	---	---
Is (50) (MPa)	6-12	0.5-8.0	0.5-5.0	0.2-0	---	---	---	---	---	---
c' (MPa)	---	9-12	1-7	0.5-2.5	0.01-0.05	0.005-0.03	0.005-0.015	---	---	0.009-0.017
φ' (°)	---	47-58	47-57	38-56	35-40	35-38	33-37	---	---	34-36
K ₀	---	---	0.9* (W4-3)	0.70 - 0.55* (high quality data)		0.35 (high quality data)**		---	---	---

*Topa Gomes (2009); ** Viana da Fonseca (1996)

Figura 27 - Enfraquecimento dos parâmetros de resistência com o aumento do grau de meteorização do maciço rochoso (Cruz, 2010).

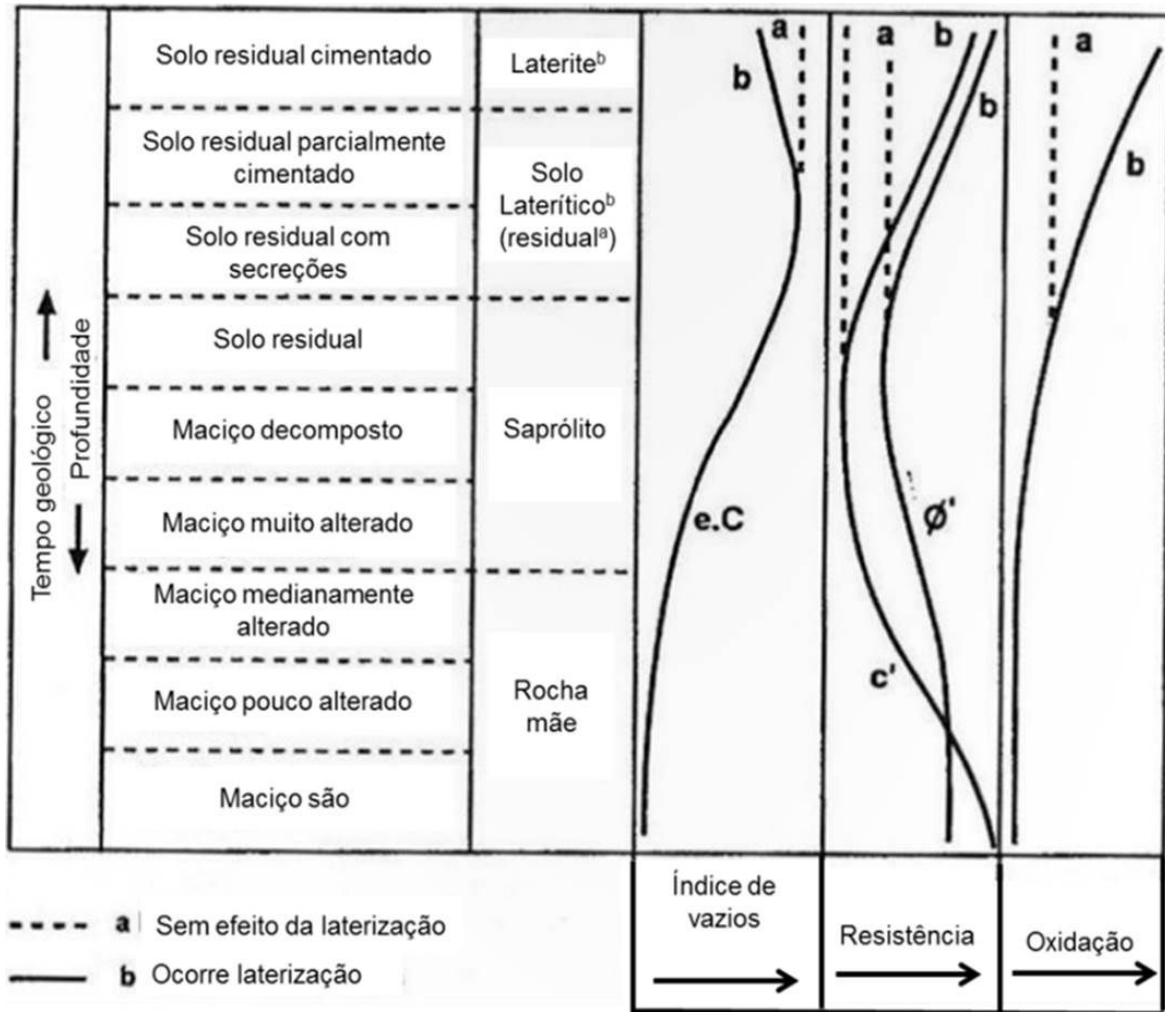


Figura 28 - Evolução dos parâmetros resistentes em função do grau de meteorização (traduzido de Wesley, 1988).

2.3 *Intermediate Geomaterials* - IGMs e Solos Residuais

Como já foi referido no capítulo 2.2.3, acerca da evolução do comportamento mecânico em função do grau de meteorização do maciço, para níveis consideráveis de alteração (W4 e W5) o maciço não assume um comportamento típico de rocha mas também não assume um comportamento de solo. Adota um comportamento de transição, onde a macroestrutura (descontinuidades, fissuras, poros, etc.) e a microtextura (textura, matriz rochosa, tamanho, forma dos vazios, etc.) do maciço assumem ambos uma influência semelhante, até que com a evolução dos níveis de meteorização surge um solo residual, onde a macroestrutura deixa de estar presente (Cruz, 2010). Desta forma, surge o estudo dos “materiais de transição” ou “maciços intermédios”, isto é os *Intermediate Geomaterials* ou simplesmente IGMs, também conhecidos por *Non-Text Book Materials*.

Schnaid et al. (2004) sugere como IGMs os solos que satisfaçam pelo menos um dos seguintes pontos:

- Os modelos comuns não permitem obter uma aproximação adequada à natureza destes materiais;
- Material difícil de amostrar ou de reproduzir em laboratório;
- Não existe registo de experiências com materiais semelhantes;

- Os valores dos parâmetros resistentes não coincidem com os expectáveis para as argilas e areias comuns;
- Os maciços são altamente heterogêneos e o estado do solo é variável devido à complexidade das condições geológicas.

Classificação de Wesley

Uma vez que os solos residuais diferem dos solos transportados é importante perceber o porquê de os métodos de classificação dos solos sedimentares não serem adequados aos solos residuais. Wesley (1988) resumizou alguns destes motivos:

- Os minerais de argila presentes em alguns solos residuais concedem-lhes algumas propriedades que não são compatíveis com as classificações comuns de solos sedimentares, como por exemplo com a Classificação Unificada de Solos;
- O solo que permanece *in situ* insere-se numa sequência proveniente de material que vai de solo ao maciço, dependendo do grau de meteorização, o que não possibilita a sua classificação pelos métodos baseados em solos transportados;
- As classificações de solos tradicionais, como a Classificação Unificada de Solos, foca-se essencialmente nas propriedades do solo no seu estado remoldado, enquanto que os solos residuais podem ser fortemente influenciados pela estrutura remanescente do maciço original ou, desenvolvida como consequência do processo de meteorização, estrutura que é destruída após o processo de remoldagem.

Para além destes, os ensaios e a preparação das amostras para os respetivos ensaios que permitem a classificação dos solos sedimentares são bastante limitados para os solos residuais (Vanghan, 1988).

Wesley (1988) e, Wesley e Irfan (1997) propõem um sistema de classificação para todos os solos residuais baseados na composição e na estrutura do solo. A composição refere-se, ao tamanho e forma das partículas e, à composição mineralógica. Por isso pode ser dividida em composição física e composição mineralógica. Relativamente à estrutura, esta refere-se à macro e micro estrutura do solo que corresponde, como já foi referido, às descontinuidades e à textura do solo, assim respetivamente (Wesley, 1988). É importante referir que esta classificação não pretende ser um sistema de classificação rígido, pretende sim agrupar solos residuais com propriedades para fins de engenharia semelhantes (Wesley, 2010).

A classificação proposta (Tabela 10) baseia-se na divisão dos solos residuais em grupos (A, B ou C), em função da sua composição mineralógica e independentemente do seu estado de alteração. Segundo os autores, a divisão inicial em grupos tem a desvantagem de se basear na composição mineralógica, no entanto acham que esta questão pode ser ultrapassada por várias razões, nomeadamente através do considerável conhecimento da mineralogia existente na literatura, etc. (Wesley, 2010).

O grupo A, grupo representante dos solos sem grande influência mineralógica, pode subdividir-se em função da influência da estrutura do solo. O grupo B representa os solos com uma forte influência de minerais que ocorrem usualmente em solos transportados, entre os quais se destaca o mineral montmorilonite. O último grupo, o grupo C, representa os solos com uma forte influência de minerais argilosos comuns somente em solos residuais, entre quais os quais destacam-se os minerais alofane e halosite.

Mais recentemente, Cruz (2010) realça a possibilidade de subdividir o Grupo A, para além dos já existentes subgrupos a), b) e c), com base em propriedades mecânicas obtidas de ensaios *in situ* (SPT, CPT, etc.). O autor propõe a subdivisão apresentada na Tabela 11.

Tabela 10 - Classificação de Wesley (adaptado de Wesley, 1988).

Grupo	Subgrupo	Exemplos	Meios de identificação	Propriedades e comportamento mecânico provável
Grupo A (solos sem uma forte influência mineralógica)	a) Com forte influência macroestrutural	Rochas com níveis de meteorização elevados (W4/W5)	Inspeção visual	Há um grupo de solos muito grande (incluindo os saprólitos) onde o comportamento, por exemplo em taludes, é controlado essencialmente pelas discontinuidades.
	b) Com forte influência microestrutural	Rochas ígneas e sedimentares totalmente meteorizadas (W5)	Inspeção visual e a avaliação de sensibilidade, índices de liquidez, etc.	Estes solos são essencialmente homogêneos e a identificação da natureza da rocha mãe e papel da ligação entre as partículas é importante para entender o seu comportamento.
	c) Pouco ou nenhuma influência da estrutura	Solo formado de rocha muito homogênea	Pequena ou nenhuma sensibilidade.	Subgrupo relativamente pequeno. É provável que se comporte com um solo pré-consolidado moderado ou similar.
Grupo B (solos com uma forte influência de minerais que ocorrem usualmente em solos transportados)	Montmorilonite	Solos formados em área tropical, em área de fraca drenagem	Cor escura (cinza a preto) e alta sensibilidade.	Estes solos, geralmente problemáticos, têm baixa resistência, alta compressibilidade e características de inchamento e compressão elevados.
	Outros minerais			Subgrupo muito reduzido.
Grupo C (solos com forte influência de minerais de argila, minerais estes somente encontrados em solos residuais)	Alofane	Solo de cinzas vulcânicas meteorizado, típico de climas húmidos e clima temperado.	Humidade natural elevada e mudanças irreversíveis aquando da secagem.	Estes solos são característicos por terem uma humidade natural elevada e limites de liquidez e plasticidade também. Para fins de engenharia, as propriedades são boas, embora em alguns casos a sua elevada sensibilidade possa dificultar o manuseio e compactação dos mesmos.
	Haloisite			

Tabela 11 - Proposta de alteração da classificação de Wesley por Cruz (2010).

Classificação de Wesley modificada	A(a1)	A(a2)	A(b1)	A(b2)	A(b3)
Número de pancadas do ensaio SPT - N_{SPT}	> 60 (1)	> 60 (2)	30-60	10-30	<10
Resistência de ponta dinâmica do Ensaio DPSH - q_d (MPa)	---	>20	10-20	5-10	<5
Módulo de deformabilidade obtido do ensaio PMT - E_{PMT} (MPa)	---	80-200	40-80	10-40	--
Resistência de ponta corrigida do ensaio CPTu - q_t (MPa)	---	--	10-20	3-10	<5
Índice de tensão horizontal obtido do ensaio DMT - K_D	---	--	>15	5-15	<5
Módulo dilatométrico do ensaio DMT - E_D (MPa)	---	--	>50	5-50	3-10
Velocidade das ondas P - v_p (m/s)	1800-2700	1250-2000	800-1500 (3)	400-800 (3)	--
q_u (MPa)	1-20	0.1-1.0	0.05-0.1	0.01-0.08	--
(1) - Penetração do amostrador do SPT < 15cm; (2) - Penetração do amostrador do SPT > 15cm; (3) acima do nível freático.					

É importante perceber que o comportamento resistente dos IGMs e dos solos residuais se distingue do dos solos transportados. Assim, é importante perceber quais são os parâmetros que influenciam no comportamento de solos residuais. Na Tabela 12 é possível observarem-se alguns parâmetros e a sua respetiva influência em solos residuais e transportados. Facilmente se deduz, da análise da Tabela 12, que os parâmetros influentes nos solos residuais diferem bastante dos parâmetros influentes nos solos transportados.

Tabela 12 - Fatores influentes em solos residuais e transportados (Cruz, 2010).

Fatores influentes na resistência	Efeitos em solos residuais	Efeitos em solos transportados
Histórico de tensões	Usualmente, não é importante.	Muito importante, modifica o arranjo inicial dos grãos; responsável pelo efeito de sobreconsolidação.
Resistência do grão	Bastante variável; mineralogia variável e existência possível de quantidades significativas de grãos fracos.	Uniforme; existência de poucos grãos mais fracos, uma vez que o processo de transporte permitiu a seleção natural dos grãos.
Ligações entre partículas	Componente bastante importante na resistência do solo. Existe uma coesão, remanescente da rocha mãe, embora facilmente destruída.	O cimento, responsável pela ligação entre as partículas, ocorre com a evolução geológica dos depósitos.
Matriz de ligação entre as partículas	Derivam da rocha mãe pré-existente.	Desenvolve-se a partir dos processos de deposição e relacionam-se com o histórico de tensões do maciço.
Anisotropia	Deriva da rocha mãe.	Deriva dos processos de deposição e do histórico de tensões do maciço.
Índice de vazios/densidade	Depende do grau de alteração e é independente do histórico de tensões do maciço.	Depende do histórico de tensões do maciço.

Capítulo 3 Caracterização de Maciços Terrosos

Relativamente à natureza e origem dos maciços terrosos podem distinguir-se dois grandes grupos, com características mecânicas, físicas e químicas bastante diferentes, são estes os solos sedimentares (também conhecidos por solos transportados) e os solos residuais (Terzaghi et al., 1996). Como já foi referido, os solos residuais permanecem no local de origem, junto à rocha-mãe.

Os solos sedimentares referem-se aos solos formados por acumulação, num dado local ou depósito, de partículas minerais resultantes da desintegração de rochas existentes em outro local (Matos Fernandes, 2008).

De forma a estudar o comportamento resistente de maciços terrosos é fundamental caracterizar, adequadamente, estes materiais.

3.1 Composição granulométrica

A composição granulométrica de um solo define-se como a distribuição, em percentagem ponderal (isto é, em percentagem de peso total), das partículas do solo de acordo com as suas dimensões (Matos Fernandes, 2008).

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC propõe a seguinte classificação, baseada na classificação inicial de Casagrande (1948) (Figura 29):

0.002			0.06			2.0			60.0			
Argila			Silte			Areia			Cascalho			Calhaus
			0.006 0.02			0.2 0.6			6.0 20.0			
			F	M	G	F	M	G	F	M	G	

Tamanho de partícula (mm)

Figura 29 - Classificação de solos, em função da granulometria, proposta pelo LNEC. As letras F, M e G correspondem a fino, médio e grosso, respetivamente.

A classificação foi inicialmente proposta por Casagrande (1948) e divide-se em 4 grupos, onde os grupos de silte, areia e cascalho são ainda subdivididos em 3 subgrupos: fino, médio e grosso. Os grupos da areia e cascalho referem-se a materiais sem coesão, sendo por isso também designados por materiais granulares. Pelo contrário, os grupos da argila e silte são classificados como materiais finos e como materiais coesivos.

Na prática, a classificação é usualmente obtida a partir do processo de peneiração. Este processo consiste num conjunto de peneiros, com diferentes malhas de abertura, pelo qual o material passa (Aysen, 2005). Os peneiros e respetivas dimensões das malhas são ilustrados na Figura 30.

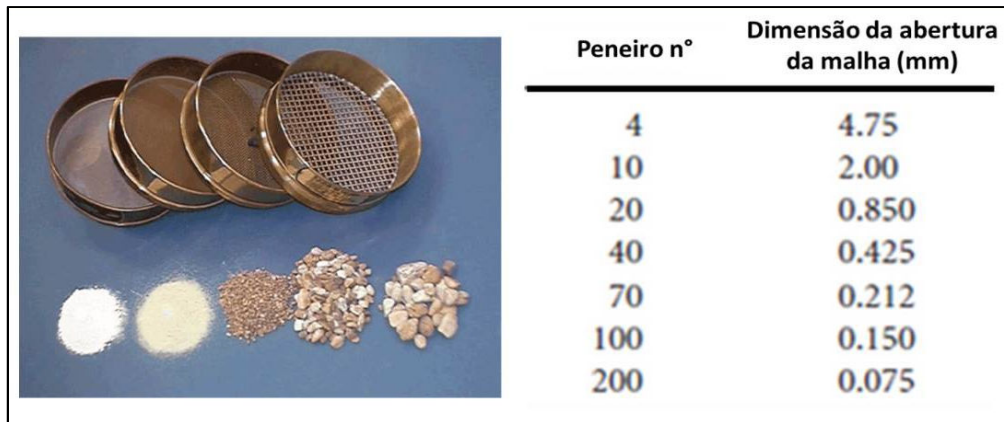


Figura 30 - Peneiros usados para a classificação granulométrica de solos (à esquerda) e lista dos números dos peneiros e respetiva dimensão de abertura da malha, em milímetros (*U.S Department of Transportation website*, 2013).

A partir do processo de peneiração é possível construir uma curva granulométrica, cuja mesma descreve a percentagem de partículas com diferentes tamanhos (Figura 31). Na Figura 31 observa-se, no eixo das abcissas, o tamanho das partículas em escala logarítmica e, no eixo das ordenadas, a percentagem de material passado. Como se pode observar, da curva granulométrica representada, apenas é possível realizar o processo de peneiração para a distribuição granulométrica de areias e cascalhos, uma vez que a malha do peneiro #200 praticamente coincide com a dimensão que separa as areias dos siltes. A distribuição granulométrica dos siltes e das argilas é, normalmente, determinada por sedimentação ou através de granulómetros (Matos Fernandes, 2008).

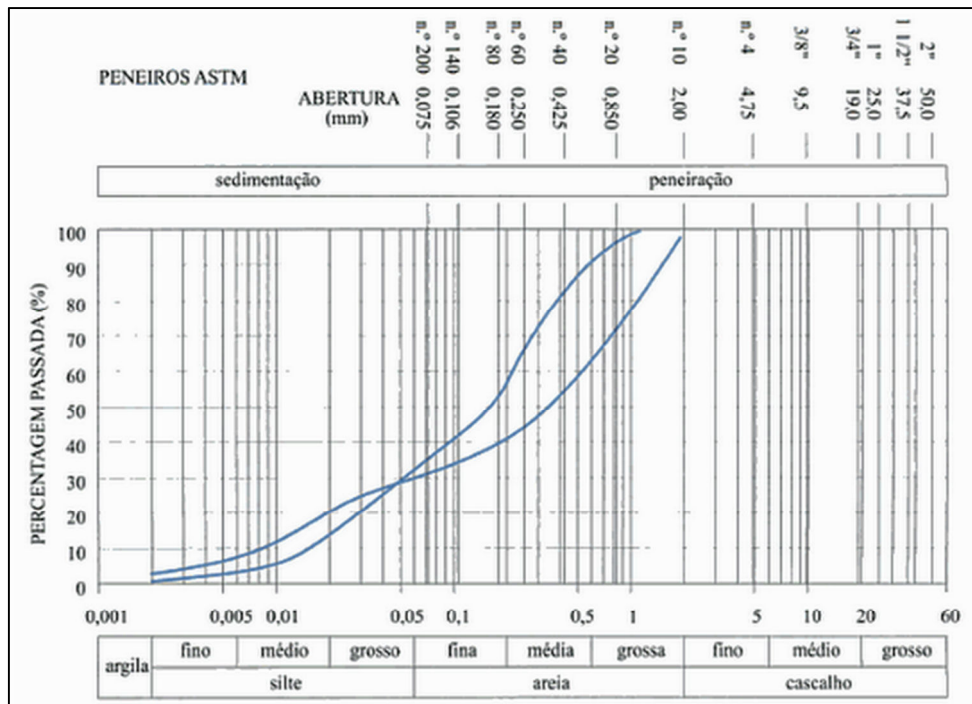


Figura 31 - Representação de uma curva granulométrica (Matos Fernandes, 2008).

Para solos com mais do que uma fração de material significativa (maioria dos solos) pode recorrer-se ao diagrama de Feret. Este diagrama permite classificar o solo considerando a fração principal e secundária do mesmo (Figura 32) (Matos Fernandes, 2008).

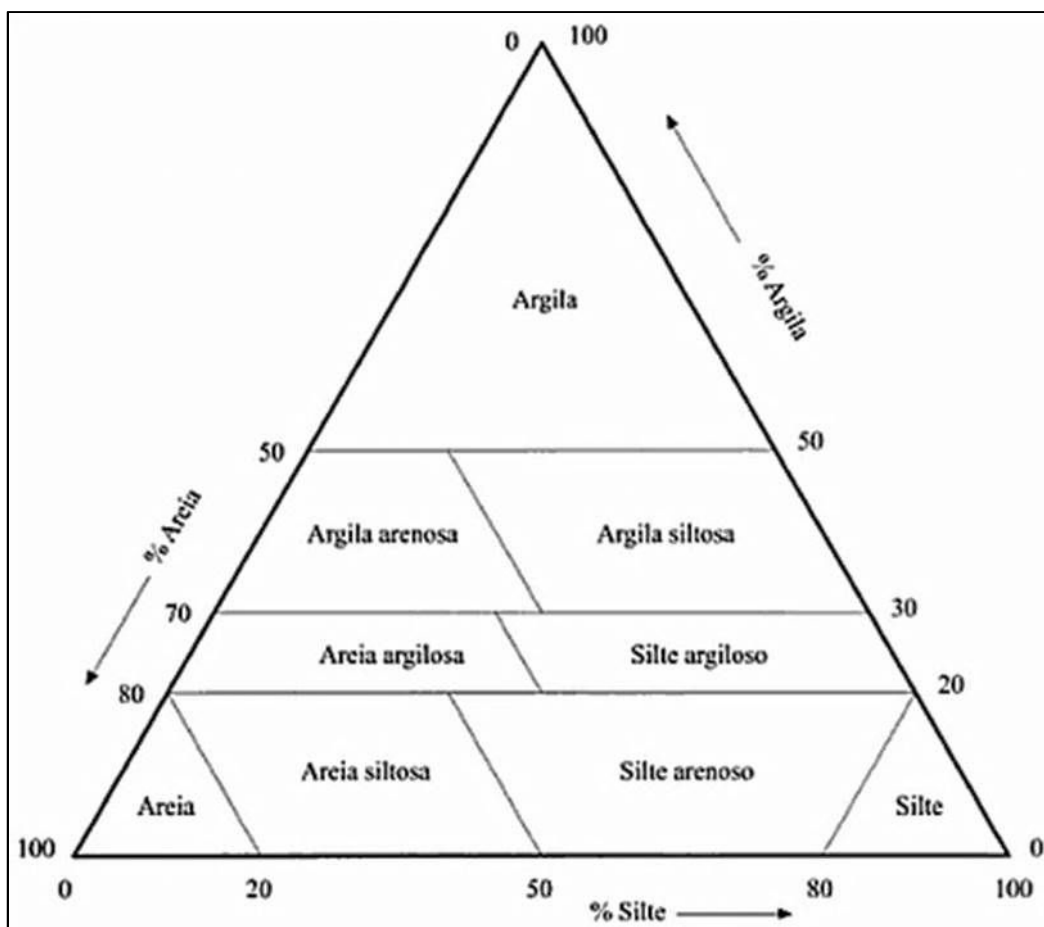


Figura 32 - Triângulo (ou diagrama) de Feret (Matos Fernandes, 2008).

A partir da análise da curva granulométrica é possível retirar alguns parâmetros bastante úteis para classificações de solos, nomeadamente o coeficiente de curvatura – C_c e o coeficiente de uniformidade – C_u (Matos Fernandes, 2008):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}}$$

Em que:

- $D_{10}, 30, 60$ – Corresponde à dimensão correspondente à percentagem de 10, 30 e 60% de material passado.
- C_u – Coeficiente de uniformidade;
- C_c – Coeficiente de curvatura.

O coeficiente de curvatura – C_c relaciona-se com a forma da curva granulométrica entre D_{60} e D_{10} , em que se nesse intervalo a curva aparentar ter uma representação equilibrada entre os diâmetros D_{60} e D_{10} , então o solo é considerado bem graduado.

O coeficiente de uniformidade – Cu permite estimar acerca da variedade de dimensões constituintes de um solo, em que quanto maior for Cu maior será a variedade (Matos Fernandes, 2008).

3.2 Maciços formados por solos granulares ou areias

Os maciços terrosos formados por solos granulares ou areias correspondem a solos onde existe um predomínio de partículas grossas, ou seja partículas com dimensão igual ou superior a 0,1mm (Matos Fernandes, 2008). Os conceitos de bem e mal graduado previamente apresentados aplicam-se a estes solos de partículas grosseiras.

Os solos granulares apresentam em geral duas propriedades (Matos Fernandes, 2008):

- São constituídos essencialmente por quartzo, o que lhes confere uma estabilidade química elevada à superfície e o que faz com que as forças de interação que cada partícula estabelece com o exterior sejam de origem, quase exclusivamente, gravítica;
- São aproximadamente da mesma ordem de grandeza, o que permite tomar cada partícula como um modelo esférico.

A forma e dimensão destas partículas permitem que se arrumem de forma variada. Às distintas formas destes arranjos correspondem valores de Índice de vazios – e . Nos solos bem graduados, ou seja nos solos onde a dimensão das partículas é variada corresponde um índice de vazios baixo, uma vez que este arranjo permite que as partículas de menor dimensão ocupem os espaços vazios entre as partículas maiores. Pelo contrário, em solos mal graduados, isto é solos de dimensão semelhante, o índice de vazios é geralmente mais alto.

O Índice de vazios – e e o Índice de Compacidade – I_D

O Índice de vazios – e de um solo pode variar entre um valor máximo e mínimo ($e_{máx} - e_{mín}$) e é a história de tensões do maciço que controla este valor. Em solos granulares recentes, o índice de vazios é bastante mais elevado do que o de um solo granular mais antigo, que devido ao carregamento das novas camadas que lhe estão sobrepostas promoveram, através de consolidação, um melhor arranjo das partículas. Também os fenómenos sísmicos, devido à vibração induzida, são bastante eficazes na diminuição do índice de vazios (Matos Fernandes, 2008).

Desta forma surge o conceito do Índice de Compacidade – I_D , que permite comparar os valores dos índices de vazios máximo e mínimo, e expressa-se como:

$$I_D(\%) = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100$$

Em que:

- I_D – Índice de compacidade (%);
- $e_{máx}$ – Índice de vazios máximo;
- $e_{mín}$ – Índice de vazios mínimo;
- e – Índice de vazios de um solo, entre $e_{máx}$ e $e_{mín}$.

Este valor pode variar entre 0 e 100% para um solo muito solto ou muito compacto, respetivamente. Este parâmetro é bastante útil para analisar a compressibilidade de um solo, o que como é de esperar quanto maior for o índice de compacidade, menos compressível será o solo (Craig, 1974).

É pertinente referir que, relativamente ao uso destes materiais em obras de aterro, a compressibilidade dos materiais exerce pouca importância, uma vez que o solo é removido do seu local de origem para o local de aplicação, onde é geralmente espalhado e compactado como desejado por meios mecânicos (Matos Fernandes, 2008).

3.3 Maciços formados por solos argilosos ou argilas

Os solos argilosos distinguem-se dos solos granulares, entre outros motivos, devido ao predomínio de partículas finas, com dimensão inferior a $1\mu\text{m}$. Assim, os solos cujo comportamento é controlado por estas partículas tomam a designação de solos argilosos, ou simplesmente argilas. Os solos argilosos apresentam em geral as seguintes propriedades (Matos Fernandes, 2008):

- As partículas de argila têm forma aproximadamente laminar;
- São quimicamente ativas.

Devido à elevada superfície específica que as partículas de argila apresentam, resulta que uma percentagem significativa das moléculas constituintes destas partículas se encontre junto à respetiva superfície, em contacto com o exterior. Por outro lado, a natureza e o arranjo dos átomos nessas partículas conferem carga elétrica negativa na face das mesmas e cargas elétricas positivas nos bordos. Deste facto resulta a propensão das argilas para interagirem com o meio exterior, por meio de forças elétricas. Relativamente à relação destas com a água, as moléculas de água mais próximas da superfície são sujeitas a tensões tão elevadas que impedem que a água seja libertada, mesmo através de secagem, e por isso esta água designa-se por água adsorvida. Os minerais de argila possuem ainda forças atrativas designadas por forças de Van der Waals. Estas forças geram-se entre as moléculas de uma partícula e entre moléculas de partículas vizinhas. Assim, as partículas argilosas adotam posições entre elas para que se estabeleça um equilíbrio entre as forças atrativas (de natureza elétrica e as forças de Van der Waals), as forças gravíticas e as forças repulsivas (Matos Fernandes, 2008).

Relativamente ao índice de vazios e ao teor em água dos solos argilosos é possível dizer que os intervalos de valores são bem superiores aos dos solos granulares. A relação entre a idade da formação e o índice de vazios pode ser bastante diferente podendo, para solos argilosos acabados de sedimentar, ter um teor em água e um índice de vazios bastante variável, ao contrário dos solos granulares.

O teor em água é usado para caracterizar as argilas, ao contrário dos solos granulares onde não é referido, e é bastante importante. Esta importância deve-se ao facto de, ao contrário de nos solos granulares este teor não afetar o índice de vazios, nos solos argilosos, o índice de vazios poder ser inteiramente controlado pelo teor em água. A introdução deste parâmetro físico nas argilas foi proposto por Casagrande (1948), de forma a permitir que este pudesse, de modo expedito, antecipar algumas tendências do comportamento mecânico das argilas, de forma semelhante ao índice de vazios nos solos granulares. Assim, de forma a analisar o teor em água de solos para estimar as tendências do comportamento mecânico, surgiu a definição dos Limites de Atterberg (ou de Consistência) (Casagrande & Atterberg, 1948).

Limites de Atterberg ou de consistência

Os limites de Atterberg, propostos por Atterberg e desenvolvidos por Casagrande (1948), baseiam-se no princípio de que um solo pode existir em qualquer um dos quatro estados possíveis, em função do seu teor em água (Lambe, 1969). Assim, é pertinente descrever os diferentes estados possíveis de um solo.

No extremo, no estado líquido, uma mistura água-solo comporta-se como um líquido e portanto toma a forma do recipiente onde for introduzida. Ao reduzir o teor em água, de forma homogênea e progressiva, a mistura adota a partir de um certo ponto, um comportamento moldável isto é, conserva a forma que lhe for conferida. Prosseguindo com a redução do teor em água, o comportamento do solo passa a ser friável, ou seja, separa-se em fragmentes quando se tenta moldar. Ao diminuir ainda mais o teor em água da mistura, num certo ponto, o solo passa a não reduzir mais o seu volume, passando a secagem a fazer-se a volume constante (Folque, 1987).

Os três valores do teor em água que limitam as zonas de diferentes comportamentos designam-se por Limite de Liquidez - w_L , Limite de Plasticidade - w_p e Limite de Retração - w_s (Figura 33). Estes limites são possíveis de obter a partir de vários ensaios de laboratório, como se descreve no item 3.5.

A diferença entre os dois primeiros limites ($w_L - w_p$) designa-se por Índice de Plasticidade - I_p (Lambe, 1969):

$$I_p = w_L - w_p$$

Em que:

- I_p – Índice de plasticidade (%);
- w_L – Limite de liquidez (%);
- w_p – Limite de plasticidade (%);

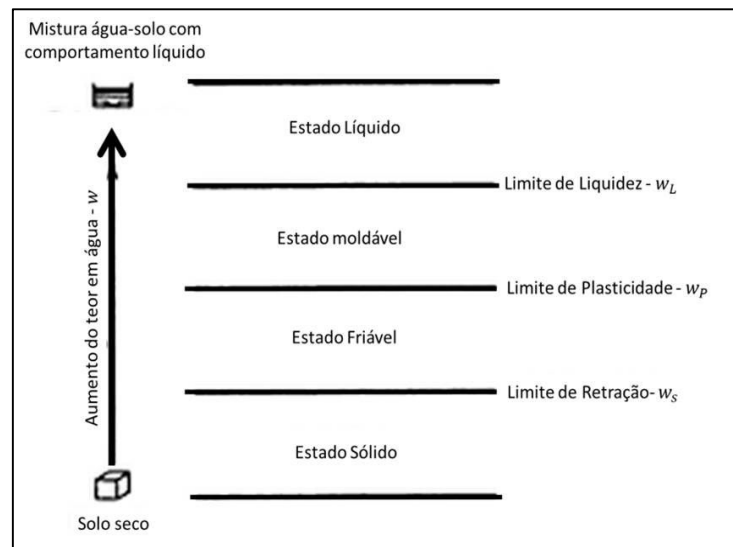


Figura 33 – Limites de Atterberg. Relação do teor em água com o comportamento do solo (Lambe, 1969).

A comparação entre o teor em água - w e os Limites de Atterberg de um solo argiloso permite obter uma ideia da consistência do solo. Desta relação surge o Índice de consistência - I_c :

$$I_c = \frac{w_L w}{w_L w_p} = \frac{w_L - w}{I_p}$$

Em que:

- I_c – Índice de consistência (%);
- I_p – Índice de plasticidade (%);
- w_L – Limite de liquidez (%);
- w_p – Limite de plasticidade (%);
- w – Teor em água (%).

Ou então, é possível também considerar como alternativa, um Índice de Liquidez - I_L :

$$I_L = 1 - I_c$$

Em que:

- I_c – Índice de consistência (%);
- I_L – Índice de Liquidez (%).

Para além de todos os parâmetros já abordados importa referir um último, a Atividade da argila - A_t . A grandeza do teor em água, bem como os teores do índice de Plasticidade e de Liquidez, que o solo

assume quando acaba de sedimentar tende a crescer com a atividade química da argila e com a fração de argila presente. No entanto, esta evolução pode variar em função da influência do mineral de argila. Esta influência é então representada pela Atividade da argila - A_t :

$$A_t = \frac{I_p}{\% < 2\mu m}$$

Em que:

- A_t – Atividade da argila;
- I_p – Índice de plasticidade (%);

3.4 Classificação unificada

Entre as várias classificações de solos existentes, a Classificação Unificada (*Unified Soil Classification System* – USCS), desenvolvida por Casagrande (1948), destina-se essencialmente à utilização de solos em materiais para aterro. Esta classificação baseia-se na composição granulométrica e nos limites de Atterberg (ou de consistência) (Figura 34 e Figura 35), apresentados nos capítulos anteriores. A classificação rege-se pela norma ASTM D 2487 – 85.

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório (a)				Classificação do solo	
				Símbolo do grupo	Nome do grupo (b)
SOLOS GROSSOS mais de 50% retido no peneiro n.º 200	Cascalho	Cascalhos limpos (c)	$C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ (e)	GW	Cascalho bem graduado (f)
	mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro n.º 4	Menos de 5% de finos	$C_u < 4$ e/ou $1 > C_c > 3$ (e)	GP	Cascalho mal graduado (f)
		Cascalhos com finos (c)	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso (f), (g), (h)
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (f), (g), (h)
	Areias	Areias limpas (d)	$C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$ (e)	SW	Areia bem graduada (i)
	50% ou mais da fracção grossa passada no peneiro n.º 4	Menos de 5% de finos	$C_u < 6$ e/ou $1 > C_c > 3$ (e)	SP	Areia mal graduada (i)
		Areias com finos (d)	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa (g), (h), (i)
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa (g), (h), (i)
SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro n.º 200	Siltes e argilas	Inorgânico	$I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta (j)	CL	Argila magra (k), (l), (m)
			$I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A (j)	ML	Silte (k), (l), (m)
		Orgânico	$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OL	Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o)
	Siltes e argilas	Inorgânico	I_p situa-se na linha A ou acima desta	CH	Argila gorda (k), (l), (m)
			I_p situa-se abaixo da linha A	MH	Silte elástico (k), (l), (m)
	$w_L \geq 50\%$	Orgânico	$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OH	Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q)
Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt	Turfa

Figura 34 - Classificação Unificada de Solos – USCS (Casagrande, 1948).

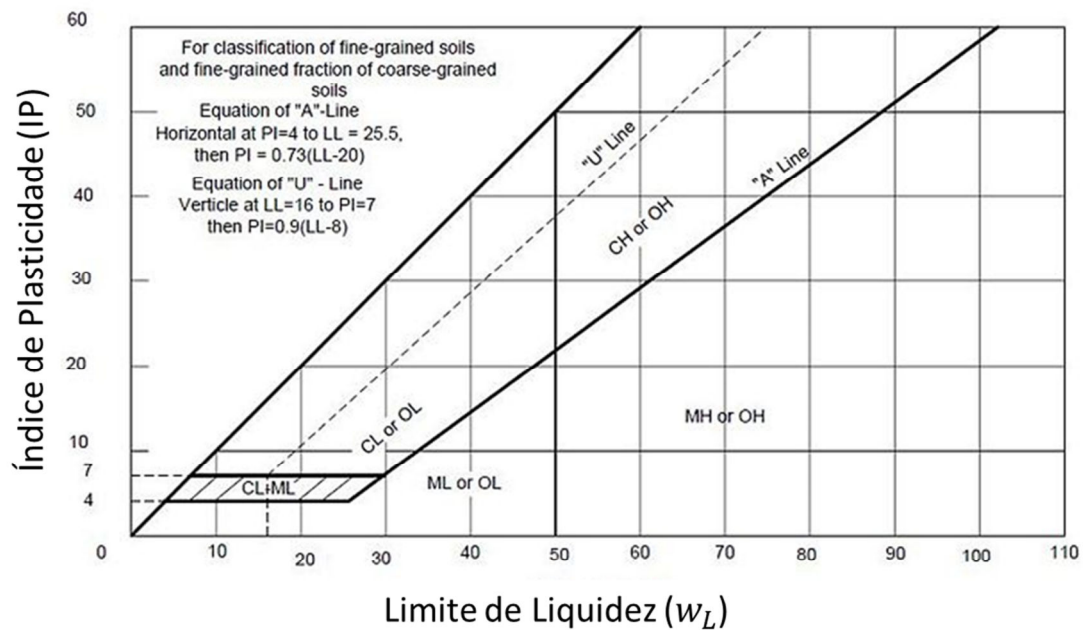


Figura 35 - Carta de plasticidade de Casagrande.

3.5 Ensaios de caracterização

Os parâmetros previamente descritos, e outros como os parâmetros de resistência, que caracterizam os solos são possíveis de determinar a partir de ensaios *in situ* e/ou de laboratório.

Embora se descrevam, de seguida, somente alguns ensaios de laboratório é importante referir a importância dos ensaios *in situ* na caracterização de maciços terrosos. Entre os vários ensaios possíveis é importante analisar previamente qual o tipo de solo a estudar, de forma a proceder à escolha adequada do ensaio, uma vez que existem ensaios mais adequados do que outros (Tabela 13). Existem também na literatura classificações dos ensaios *in situ* em função da qualidade dos parâmetros possíveis de obter a partir dos mesmos (Cruz, 2010).

Tabela 13 - Classificação dos ensaios *in situ* em função da sua aplicação. 1 - Muito adequado; 2 - Moderadamente adequado; 3 - Limitado; 4 - Inadequado (Cruz, 2010).

Ensaio <i>in situ</i>	Tipo de solo					
	Cascalho	Areia		Silte	Argila	
		Solta	Densa		Mole	Rígi-da
Ensaio SPT e Ensaios com Penetrómetros dinâmicos - DPs	2 a 3	1	1	2	3	3
Ensaio de Carga em Placa - PLT	4	1	1	1	1	1
Ensaio de corte rotativo - VST	4	4	4	3	1	2
Ensaio com o Cone-Penetrómetro holandês - CPT (mecânico)	2 a 3	1	2	1	1	2
Ensaio com o Cone-Penetrómetro holandês (sísmico) - SCPTu	3	1	2	1	1	2
Ensaio com o Pressiómetro de Ménard - PMT	2	2	1	1	1	1
Ensaio com o Pressiómetro autoperfurador de Cambridge - SBPT	3	2	2	1	1	1
Ensaio com o Dilatómetro de Marchetti - DMT	3	1	2	1	1	2

Relativamente aos ensaios de laboratório, entre os vários existentes, apresentam-se e descrevem-se apenas alguns aspetos fundamentais, uma vez que a elaboração dos ensaios de caracterização não consta nos objetivos desta dissertação.

Para caracterização dos solos, em solos granulares ou argilosos, recorre-se ao ensaio de determinação da composição granulométrica, que se divide em dois processos: peneiração e sedimentação (Matos Fernandes, 2008). A caracterização granulométrica dos solos e o respetivo ensaio já foram abordados no capítulo 3.1.

3.5.1 Ensaio de corte direto

O ensaio de corte direto permite estimar os parâmetros de resistência de um solo. Antes do ensaio, uma amostra é colocada numa caixa cortada horizontalmente em duas metades. É aplicada uma força normal – N à base superior da amostra. O ensaio consiste em impor uma translação horizontal à metade inferior da caixa de corte, enquanto a metade superior é mantida fixa. Desta forma é possível obter-se as tensões, normal e tangencial, de rotura que nos permitem traçar a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb. A partir da envolvente, ou seja da equação da reta, é possível retirar os parâmetros resistentes do solo (coesão - c' e ângulo de atrito - ϕ') (Figura 36) (Matos Fernandes, 2008).

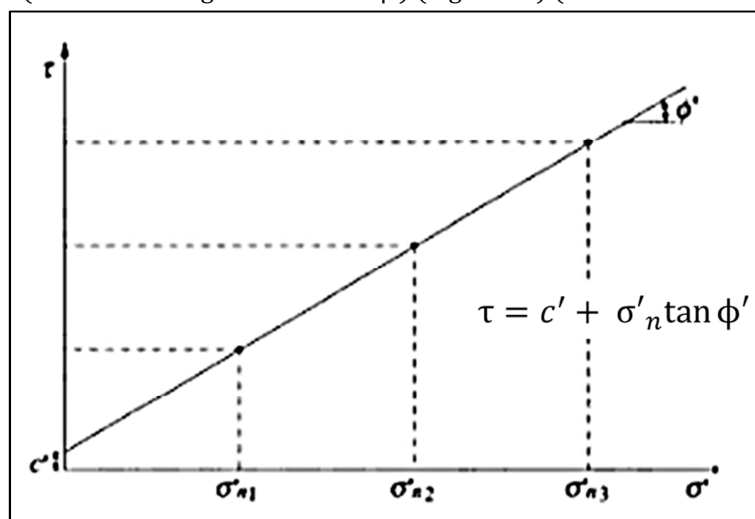


Figura 36 - Gráfico obtido do ensaio de corte direto. Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (Matos Fernandes, 2008).

3.5.2 Determinação do limite de liquidez

O limite de Liquidez - w_L é possível de obter, entre outros métodos, a partir do método que usa a concha de Casagrande.

O ensaio com recurso à concha de Casagrande consiste essencialmente numa pasta de solo que se coloca numa concha (concha de Casagrande). De seguida, com um riscador é efetuado um sulco no material que separa o material em duas metades. De seguida através de um mecanismo próprio da concha, esta é afastada da plataforma e deixada cair sobre a mesma, várias vezes (Figura 37). O limite de liquidez considerado é o valor para o qual, após 25 pancadas da concha na plataforma, o sulco central é fechado ao longo de uma distância de meia polegada (12,7mm) (Matos Fernandes, 2008).

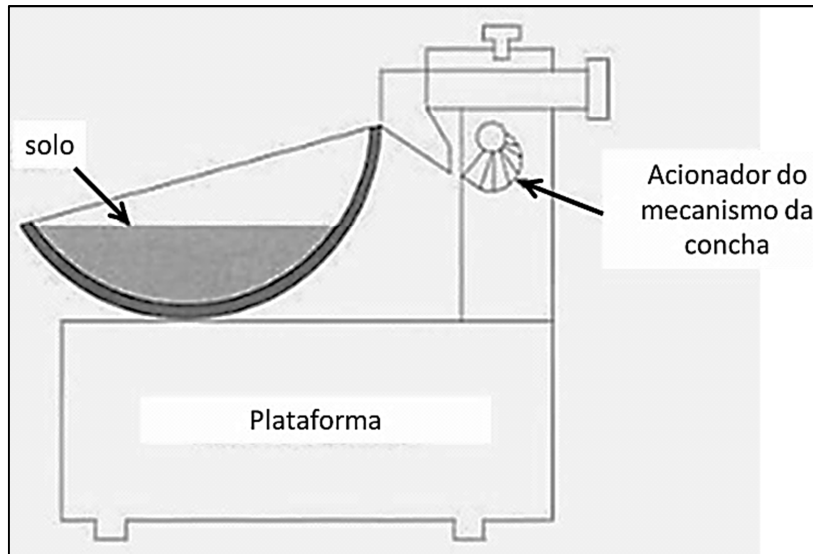


Figura 37 - Concha de Casagrande (Matos Fernandes, 2008).

A determinação do Limite de Liquidez pode também ser efetuada a partir do penetrómetro de cone. Este último é considerado mais adequado uma vez que os erros associados ao operador são bastante inferiores no entanto, uma vez que os sistemas de classificação de solos ainda não se encontram reajustados para este método, o seu uso é ainda pouco comum (Matteo, 2012).

3.5.3 Determinação do limite de plasticidade

A determinação do limite de plasticidade - w_p é feita a partir da moldagem em forma esférica e de volume constante, de amostras de solo. Estas amostras moldadas são roladas entre a palma da mão e uma placa de vidro até formar um filamento cilíndrico com, aproximadamente, 3mm de diâmetro. Após atingir o referido diâmetro volta-se a moldar o material numa esfera e repete-se o processo, até que o filamento se quebre em vários fragmentos (Figura 38). O teor em água da amostra, quando este fenómeno ocorrer, é considerado o limite de plasticidade (Matos Fernandes, 2008).

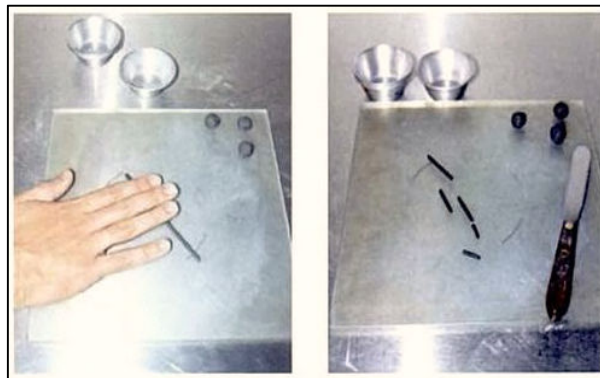


Figura 38 - Método de determinação do limite de plasticidade (Matos Fernandes, 2008).

Capítulo 4 Resistência de Maciços

4.1 Maciços Terrosos

Quando os maciços não estão submetidos a ações externas encontram-se num estado tensão de repouso. Ao serem submetidas a essas ações, como a ação da água ou ações geradas pelas estruturas de engenharia civil, há uma modificação desse estado de tensão que pode originar a rotura do maciço.

Na maioria dos solos a rotura ocorre por corte apesar de, em alguns solos, poder ocorrer rotura por tração. A resistência ao corte de um solo depende de vários fatores entre os quais, da pressão gerada pela água presente nos poros, designada por pressão intersticial - u , e dos parâmetros de resistência ao corte dos materiais que constituem o maciço terroso, isto é a coesão e o ângulo de atrito (Matos Fernandes, 2008).

Existem vários critérios de rotura para solos, como o critério de Tresca e o critério de Mohr-Coulomb. No entanto apresenta-se apenas o critério de Mohr-Coulomb, uma vez que se trata do critério mais comum e possível de aplicar à maioria das roturas que ocorrem em solos, ao contrário de outros critérios que somente podem ser aplicados a casos particulares (Vallejo et al., 2002).

Critério de Mohr-Coulomb

Coulomb (1776) sugere que a resistência ao corte de um solo, ao longo de uma superfície de rotura pode ser descrita como:

$$\tau'_f = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

Em que:

- τ'_f – Tensão de Corte efetiva de rotura (MPa);
- c' – Coesão efetiva (MPa);
- σ'_n – Tensão normal efetiva (MPa);
- ϕ' – Ângulo de atrito efetivo (°).

Em que para materiais sem coesão ($c' = 0$), como é o caso dos materiais granulares, a equação fica simplesmente:

$$\tau'_f = \sigma'_n \tan \phi'$$

A equação inicialmente apresentada corresponde à equação de uma reta que nos dá, para cada tensão normal efetiva, a máxima tensão de corte efetiva mobilizável para a superfície de corte em questão. Esta reta designa-se por envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (Figura 39). Da figura 39 pode dizer-se que (Das, 2008):

- O ponto A representa uma combinação (σ', τ') onde não ocorre rotura uma vez que, para aquela tensão normal – σ' , a tensão de corte é bastante inferior à necessária para que a rotura ocorra;
- O ponto B representa um estado para o qual ocorre a rotura do maciço;
- O ponto C representa um estado impossível do maciço, uma vez que já ocorreu rotura, ultrapassou-se a máxima combinação (σ', τ') possível da envolvente de rotura.

A resistência ao corte, através do critério de rotura de Mohr-Coulomb, pode ser estudada a partir do ensaio de corte direto (descrito no capítulo 3.5.1) e de ensaios triaxiais.

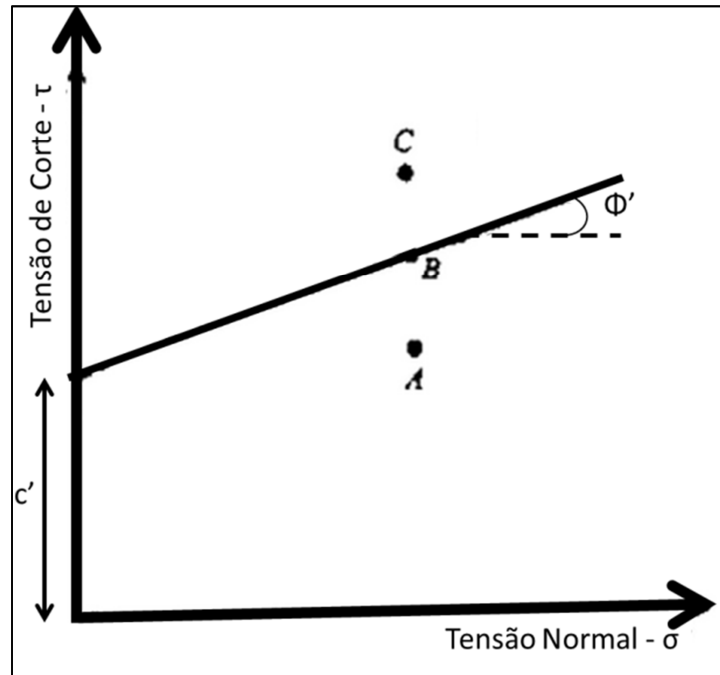


Figura 39 - Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado de Das, 2008).

4.2 Maciços Rochosos

A resistência global de um maciço rochoso depende da resistência da matriz rochosa e das descontinuidades que o constituem. Para além destas, depende ainda das condições geoambientais a que o maciço se encontra submetido, como tensões naturais e condições hidrogeológicas. A presença de zonas alteradas, de diferente composição litológica e/ou com descontinuidades no maciço traduzem-se em zonas com diferente comportamento mecânico e diferentes características resistentes. Desta forma, gera-se uma anisotropia no maciço que induz uma influência considerável no comportamento mecânico do maciço (Cruz, 2010).

Segundo o grau de fracturação, o comportamento e as características resistentes do maciço podem ser definidas (Vallejo et al., 2002):

- Pela resistência da matriz rochosa (isotrópica ou anisotrópica);
- Pela resistência ao corte de uma família de descontinuidades;
- Pela resistência ao corte de 2 a 3 famílias de descontinuidade (sempre que sejam representativas);
- Pela resistência global de um sistema de blocos rochosos com comportamento isotrópico.

A Figura 40 representa a transição entre as diferentes situações descritas, que como se pode verificar é semelhante para escavações subterrâneas ou superficiais.

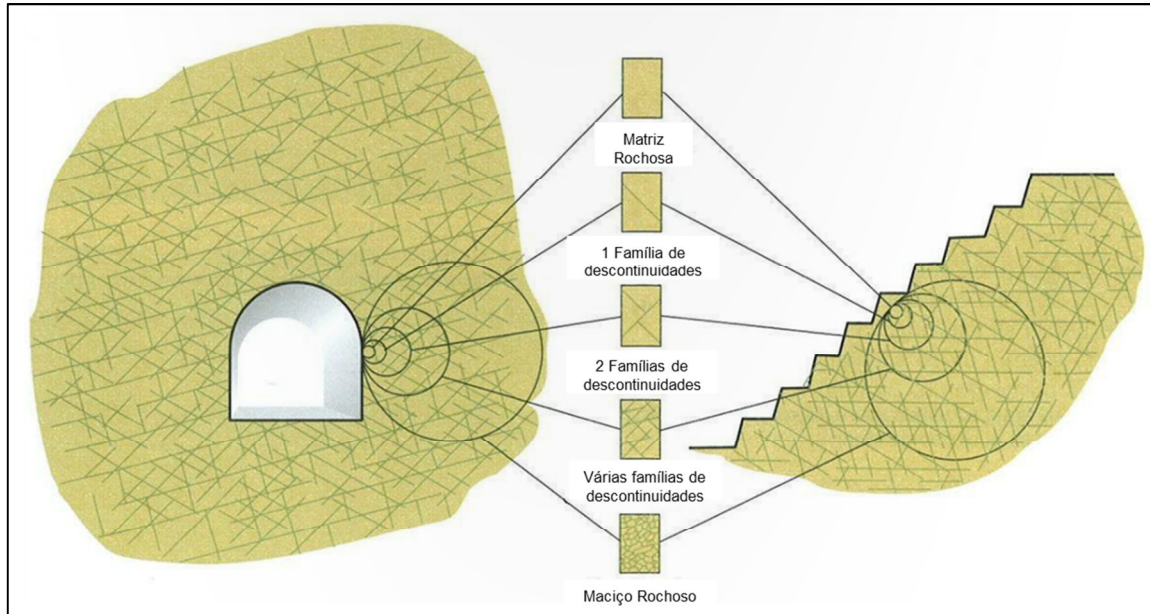


Figura 40 – Maciço rochoso controlado por diversos parâmetros, em função do fator escala (Vallejo et al., 2002).

Uma vez definidos os elementos que controlam o comportamento e as características resistentes do maciço a avaliação destes pode ser efetuada por vários critérios.

4.2.1 Maciço controlado pela matriz rochosa

Num maciço sem descontinuidades, a resistência do mesmo e o seu comportamento é controlado inteiramente pela resistência da matriz rochosa, que pode desenvolver um comportamento isotrópico ou anisotrópico, em função da microtextura da mesma. A resistência da matriz rochosa é essencialmente dependente da sua composição química e mineralógica, bem como do seu grau de alteração.

De forma a avaliar adequadamente a resistência ao corte da matriz rochosa é aconselhável um critério de rotura não linear, como o critério proposto por Hoek & Brown (1980).

Critério de Hoek & Brown

O critério proposto por Hoek & Brown (1980) é um critério empírico de rotura não linear válido para determinar a resistência da matriz rochosa isotrópica em condições triaxiais. O critério é descrito pela seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2}$$

Em que:

- σ_1 e σ_3 - Tensões principais de rotura (maior e menor) (MPa);
- σ_{ci} - Resistência à compressão simples da matriz rochosa (MPa);
- m_i - Constante que depende das propriedades da matriz rochosa, isto é, da mineralogia e da microtextura.

O valor de resistência à compressão simples da matriz rochosa - σ_{ci} é geralmente determinado através de ensaios de laboratório. Sem a possibilidade de realizar um dos ensaios referidos existem algumas tabelas que permitem estimar o valor da resistência à compressão simples, como a tabela proposta pela ISRM (1981).

Da mesma forma, para a constante que depende das propriedades da matriz rochosa - m_i , quando não é possível obter o respetivo valor através de ensaios triaxiais, pode recorrer-se a algumas tabelas

existentes na literatura para a sua determinação. Na tabela seguinte (Tabela 14) apresentam-se os valores máximos para a constante m_i propostos por Hoek & Brown (1994).

Tabela 14 - Valores da constante m_i para a matriz rochosa (Hoek & Brown, 1994).

Tipo de Rocha e valor da constante – m_i				
Sedimentares Clásticas	Conglomerado	22 ^{a)}	Lutito	4
	Arenito	19	Grauvaque	18 ^{a)}
	Limonite	9		
Sedimentares não clásticas	Calcário margoso	7	Calcário micrítico	8
	Brecha calcária	20 ^{a)}	Gesso	16
	Calcário esparfítico	10 ^{a)}	Anidrite	13
Metamórficas	Mármore	9	Gneiss ^{e)}	33
	Quartzito	24	Micaxisto ^{b)}	4-8
	Migmatito	30 ^{a)}	Filito ^{b)}	10 ^{a)}
	Anfibolito	31	Piçarra ^{b)}	9
	Milonito	6 ^{a)}		
Ígneas	Granito	33	Diorito	28 ^{a)}
	Riólito	16 ^{a)}	Andesito	19
	Granodiorito	30 ^{a)}	Gabro	27
	Dacito	17 ^{a)}	Basalto	17 ^{a)}
Ígneas extrusivas piroclásticas	Piroclastos	20 ^{a)}	Tufo calcário	15 ^{a)}
	Brecha	18 ^{a)}		

a) Os valores referem-se a valores estimados.
b) Os valores apresentados referem-se a resultados obtidos de ensaios na matriz rochosa com aplicação da carga normal aos planos de foliação. Desta forma, o valor de m_i será significativamente diferente caso a rotura ocorra a favor dos planos de fraqueza.

Segundo a equação anterior, a resistência ao corte depende de três fatores: da tensão de confinamento; da coesão (representada pela resistência à compressão simples); e pelo tipo de litologia (representada pela constante m_i). Uma vez que esta constante m_i permanece constante com a evolução da meteorização, o comportamento da matriz rochosa ao corte é essencialmente controlado pela diminuição da resistência à compressão, que está diretamente relacionada com a diminuição da coesão da matriz rochosa. No entanto, tendo em conta a magnitude dos valores de coesão da matriz rochosa para maciços classificados como W1 a W3 e uma vez que as cargas usualmente aplicadas em obra raramente atingem magnitude suficiente para quebrar essa coesão, pode dizer-se que a coesão é o fator decisivo na resistência global do maciço.

Caso a matriz rochosa seja anisotrópica, como acontece por exemplo em rochas com foliação, a equação para determinar a resistência da matriz rochosa é a seguinte:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{\frac{m}{\sigma_{ci}\sigma_3}} + s$$

$$m = m_i \exp^{(GSI-100)/28}$$

$$s = \exp^{(GSI-100)/9}$$

Em que:

- σ_1 e σ_3 - Tensões principais de rotura (maior e menor) (MPa);
- σ_{ci} - Resistência à compressão simples da matriz rochosa (MPa);
- m_i - Constante que depende das propriedades da matriz rochosa, isto é, da mineralogia e da microtextura;
- m e s - Parâmetros modelo dependentes do *Geological Stress Index* – GSI (a classificação GSI é abordada no capítulo 2.2.4.3).

4.2.2 Maciço controlado pelas descontinuidades

Num maciço composto por uma a três famílias de descontinuidade, a resistência global do maciço é dependente das descontinuidades e da matriz rochosa. O comportamento do maciço é por consequência anisotrópico e geralmente controlado pelas características das descontinuidades. Como já se disse anteriormente, as descontinuidades representam planos de fraqueza com influência na resistência, na deformabilidade e nas propriedades hidráulicas do maciço. Assim é importante descrever e/ou medir algumas características das descontinuidades. A caracterização das descontinuidades já foi abordada no capítulo 2.1 pelo que, de seguida, apenas se referem a influência dos parâmetros na resistência ao corte (Simons et al., 2001):

- A rugosidade da superfície de descontinuidade – Que resulta, para baixas tensões, em dilatação nas superfícies de descontinuidade. A avaliação deste parâmetro pode ser feita através de ensaios de laboratório (combinando resultados obtidos nos ensaios de *tilt test* e martelo de Schmidt) ou através de perfis de rugosidade – JRC (*Joint Roughness Coefficient*), como o proposto por Barton & Choubey (1977) (Figura 7).
- A resistência à compressão simples da superfície de descontinuidade – Com o aumento da tensão de confinamento, os “picos” associados à rugosidade começam a quebrar e consequentemente, há uma diminuição da resistência da superfície de descontinuidade. A resistência da superfície de descontinuidade determina o ponto a partir do qual a rugosidade controla a resistência ao corte nesse plano de fraqueza. A avaliação à resistência da superfície pode ser feita com recurso ao martelo de Schmidt.
- Revestimento da superfície de descontinuidade – A presença de partículas de materiais de baixo ângulo de atrito na superfície de descontinuidade reduz a resistência ao corte da mesma.
- Preenchimento – Caso a descontinuidade esteja preenchida por material cuja espessura é superior à da rugosidade, a resistência ao corte na superfície de descontinuidade é controlado pelo material de preenchimento.
- Presença de água (ou outro fluido incompressível) – Caso a descontinuidade contenha água, a resistência ao corte é consideravelmente reduzida devido à pressão da água (ou fluido) na descontinuidade.
- Continuidade – Descontinuidades sem continuidade caracterizam-se por pontes de ligação, aumentando a componente de coesão na resistência ao corte.

Assim, quando o comportamento do maciço é controlado pelas descontinuidades, e portanto pelos parâmetros das mesmas, a resistência do maciço ao corte é controlada pelo atrito que existe entre as superfícies de descontinuidade. Este atrito é representado pelo ângulo de atrito. Em mecânica das rochas, podem distinguir-se 3 tipos de ângulos de atrito:

- Ângulo de atrito de pico – ϕ_p – Corresponde à resistência máxima determinada pelo tipo de rocha e rugosidade da superfície;
- Ângulo de atrito residual – ϕ_r – Representa a resistência mínima após rotura dos picos que compõem a rugosidade da superfície;
- Ângulo de atrito de base – ϕ_b – Corresponde ao ângulo de resistência característico da rocha, influenciado pelo tipo de litologia e pela matriz. Está relacionado com uma superfície lisa e sem sinais de meteorização (W1).

De forma a obter uma boa análise da resistência do maciço rochoso é fundamental compreender os fatores que controlam a resistência das descontinuidades. A resistência ao corte das descontinuidades pode ser representada pelo critério de Mohr-Coulomb, de seguida apresentado. No entanto, apesar da adequabilidade e bons resultados do critério de Mohr-Coulomb, os ensaios laboratoriais inerentes ao processo tornam-no pouco rápido e pouco económico. Para além disso, pode não ser adequado quando

existem heterogeneidades localizadas no maciço (Branco, 2008). Assim, como alternativa, é comum recorrer-se ao modelo de rotura proposto por Barton & Choubey (1977).

CrITÉrio de Mohr-Coulomb

O critério de Mohr-Coulomb (1773) é um critério de rotura linear que representa a resistência ao corte ao longo de um plano no estado triaxial de tensão e define-se como:

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi$$

Em que:

- τ_f – Tensão de corte na rotura (MPa);
- σ_n – Tensão normal (MPa);
- ϕ – Ângulo de atrito ($^{\circ}$).
- c – Coesão (MPa);

O ângulo de atrito de uma descontinuidade pode ser representado pelo ângulo de atrito de pico – ϕ_p , pelo ângulo de atrito residual – ϕ_r e pelo ângulo de atrito de base – ϕ_b .

A resistência ao corte de descontinuidades, através do critério de rotura de Mohr-Coulomb, pode ser estudada a partir do ensaio de resistência ao corte de descontinuidade (descrito no capítulo 2.1.13.2).

Patton (1966) propôs mais tarde um modelo de rotura bi-linear baseado na influência da rugosidade. Segundo o autor, para que haja deslocamento, numa superfície de descontinuidade sem preenchimento, tem de superar-se o ângulo da rugosidade, isto é a dilatância – i . Assim operam, no movimento da descontinuidade, o ângulo de atrito de base – ϕ_b e a dilatância – i . O ângulo de atrito de pico – ϕ_p pode assim ser dividido em duas parcelas:

$$\phi_p = \phi_b + i$$

Em que:

- ϕ_p – Ângulo de atrito de pico ($^{\circ}$);
- ϕ_b – Ângulo de atrito de base ($^{\circ}$);
- i – Dilatância ($^{\circ}$).

Desta forma, a tensão de corte – τ é dada por (considerando $c = 0$):

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_b + i)$$

Em que:

- τ_p – Tensão de corte de pico na rotura (MPa);
- σ_n – Tensão normal (MPa);
- ϕ_b – Ângulo de atrito de base ($^{\circ}$).
- i – Dilatância ($^{\circ}$).

CrITÉrio de Barton & Choubey

Barton & Choubey (1977) estudaram o comportamento das descontinuidades, com rugosidade e sem preenchimento, de forma a estimar a resistência ao corte das mesmas e propuseram a seguinte equação para a envolvente de resistência ao corte:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_p)$$

$$\phi_p = JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r \text{ se } \frac{JCS}{\sigma_n} \leq 50$$

$$\phi_p = 1,7JRC + \phi_r \text{ se } \frac{JCS}{\sigma_n} > 50$$

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R}$$

Em que:

- σ_n – Tensão normal efetiva sobre a superfície de descontinuidade (MPa);
- JRC – Coeficiente de rugosidade;
- JCS – Resistência à compressão simples da superfície da descontinuidade (MPa);
- ϕ_r – Ângulo de atrito residual (°);
- ϕ_b – Ângulo de atrito de base (°);
- r – Ressalto do martelo de Schmidt na superfície da descontinuidade;
- R – Ressalto do martelo de Schmidt numa superfície sã do maciço.

O valor da resistência à compressão simples da superfície da descontinuidade - JCS obtém-se, como já se viu no capítulo 2.1.5, a partir da seguinte expressão:

$$\log JCS = 0,00088 \gamma_{rocha} r + 1,01$$

Em que:

- γ_{rocha} – Peso volúmico (kN/m³);
- JCS – Resistência à compressão simples da superfície de descontinuidade (kPa);
- r – Ressalto do martelo de Schmidt na superfície da descontinuidade.

O coeficiente de rugosidade – JRC pode ser obtido através de perfis de rugosidade como o proposto por Barton & Choubey (1977) (Figura 7). Pode também ser calculado através de ensaios, combinando os resultados obtidos nos ensaios de *tilt test* e no martelo de Schmidt, tal como se viu no capítulo 2.1.13.

Por fim, o ângulo de atrito de base - ϕ_b pode ser obtido através do ensaio *tilt test* ou recorrendo a tabelas, como a proposta por Barton & Choubey (1977) (Tabela 15).

Tabela 15 - Ângulo de atrito de base – ϕ_b , para alguns tipos de rocha (Hoek & Brown, 1994).

Tipo de Rocha	ϕ_b (seco)	ϕ_b (húmido)
Arenito	26-35	25-34
Argilito	31-33	27-31
Calcário	31-37	27-35
Basalto	35-38	31-36
Granito de grão fino	31-35	29-31
Granito de grão médio	31-35	31-33
Gneisse	26-29	23-26
Xisto	25-30 a)	21-25 a)

a) Nos planos de xistosidade.

4.2.3 Maciço controlado pela matriz rochosa e pelas descontinuidades

Na maioria dos casos, o que acontece é que o comportamento do maciço é controlado pelas descontinuidades e pela matriz rochosa (Cruz, 2010). Na Figura 41 pode ver-se a variação da resistência

de um maciço controlado por 4 famílias de descontinuidade. Neste caso, o comportamento do maciço e o sistema de blocos que o compõem será determinado pela natureza do maciço, pela dimensão e pelas rugosidades dos blocos. Desta forma, as características da matriz e das descontinuidades têm ambas de ser consideradas.

À semelhança das outras situações de resistência do maciço, o comportamento do maciço é essencialmente controlado pela coesão e pelo tipo de rocha, parâmetros que se encontram representados nas equações do critério de Hoek & Brown modificado (1994). Relativamente à resistência, com a evolução dos primeiros graus de meteorização (W1 a W3) para aos níveis mais avançados (W4 e W5) há uma diminuição significativa nas ligações entre as partículas isto é, na coesão (Cruz, 2010).

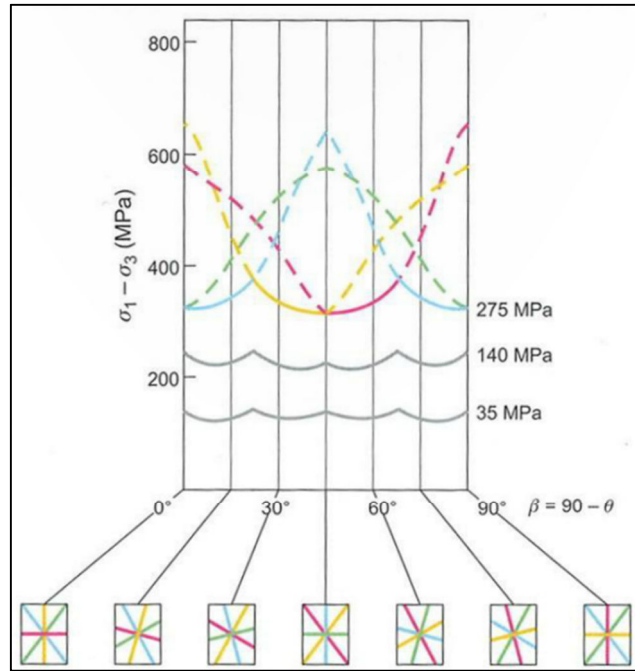


Figura 41 - Variação da resistência de um maciço controlado por 4 famílias de descontinuidade (Vallejo et al., 2002).

Critério de Hoek & Brown Modificado

Hoek & Brown (1994) propõem o critério de Hoek & Brown modificado que consiste na seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

$$m = m_i \exp^{(GSI-100)/28}$$

$$s = \exp^{(GSI-100)/9} \text{ e } \alpha = 0,5 \text{ se } GSI > 25$$

$$s = 0 \text{ e } \alpha = 0,65 - \left(\frac{GSI}{200} \right) \text{ se } GSI < 25$$

Em que:

- σ_1 e σ_3 - Tensões efetivas principais de rotura (maior e menor) (MPa);
- σ_{ci} - Resistência à compressão simples da matriz rochosa (MPa);
- GSI - *Geological Strength Index* (o índice GSI é abordado no capítulo 2.1.14.3);

- m_i - Constante que depende das propriedades da matriz rochosa, isto é, da mineralogia e da microtextura;
- m, s e α - Parâmetros relacionados com as propriedades do maciço e que dependem do *Geological Stress Index* – GSI.

Para o critério referido, aquando da sua aplicação e interpretação de resultados, deve ter-se em conta que:

- O critério é válido unicamente para maciços rochosos isotrópicos;
- O Índice GSI baseia-se em estimativas qualitativas e em modelos simples que raramente coincidem com a realidade;
- Os resultados devem ser comparados com outros métodos e sempre que possível, com dados de campo e devem ser feitas, *a posteriori*, outras análises.

Mais tarde, Hoek et al. (2002) propõem a introdução de outro parâmetro, o fator de perturbação – D. De notar que o “salto” em GSI = 25, para o cálculo dos parâmetros s e α , deixa de existir. Assim, temos que:

$$s = \exp^{(GSI-100)/(9-3D)}$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

$$m = m_i \exp^{(GSI-100)/(28-14D)}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

Em que:

- D – Fator de perturbação;
- σ_1 e σ_3 – Tensões efetivas principais de rotura (maior e menor) (MPa);
- σ_{ci} – Resistência à compressão simples da matriz rochosa (MPa);
- GSI – *Geological Strength Index* (o índice GSI é abordado no capítulo 2.1.14.3);
- m_i - Constante que depende das propriedades da matriz rochosa, isto é, da mineralogia e da microtextura;
- m, s e α - Parâmetros relacionados com as propriedades do maciço e que dependem do *Geological Stress Index* – GSI.

O fator de perturbação – D é um fator que depende da perturbação que é induzida no maciço devido ao método de desmonte utilizado. Logicamente, a perturbação induzida por desmonte mecânico não é de todo semelhante à perturbação induzida através do desmonte do maciço com recurso a explosivos. Desta forma, Hoek e Brown (1995) introduziram o conceito do fator de perturbação – D. O fator D pode variar entre 0 e 1, para maciços sem qualquer perturbação e maciços com perturbação significativa, respetivamente. Hoek et al. (2002) propõem a seguinte tabela para estimar o fator (Figura 42).

Atualmente ainda não é possível obter de forma direta, nem existe experiência suficiente, para estimar o fator – D com alguma precisão, o que implica o uso deste parâmetro com algum cuidado, uma vez que este tem uma influência considerável no cálculo da resistência (Hoek, 2012).






Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figura 42 - Guia para estimar o fator de perturbação - D (Hoek et al., 2002).

Capítulo 5 Taludes

Os taludes são frequentemente parte integrante de obras de infraestrutura linear, como vias rodoviárias ou ferroviárias. Podem dividir-se em dois tipos: taludes em escavação ou taludes em aterro. A construção de taludes em aterro ou em escavação é feita em função da cota de superfície que se pretende atingir.

Os taludes podem construir-se no âmbito de uma exploração mineira ou de uma infraestrutura de engenharia civil (Figura 43). Basicamente, os taludes integram-se em inúmeros projetos de obras por todo o mundo e por isso, o seu estudo e correta interpretação são essenciais para garantir a performance das obras em que se englobam.

Qualquer projeto de construção de taludes consta, essencialmente, em três grandes fases, uma primeira fase de investigação, uma segunda de dimensionamento e uma fase final de construção. As duas primeiras fases estão incorporadas na fase de projeto, sendo a terceira fase, a fase de implementação do projeto. A fase de construção é perfeitamente executada quando, entre outros fatores, a caracterização do terreno e o dimensionamento do talude são corretamente executados. Assim, a caracterização geológico-geotécnica dos maciços intervenientes na construção é indispensável.

Caracterizados os materiais e elaborado o dimensionamento dos taludes é possível iniciar a fase de construção. A fase de construção é seguida por uma série de trabalhos complementares, nomeadamente pela execução do sistema de drenagem, da proteção superficial, da implementação dos elementos de reforço quando necessários, etc.

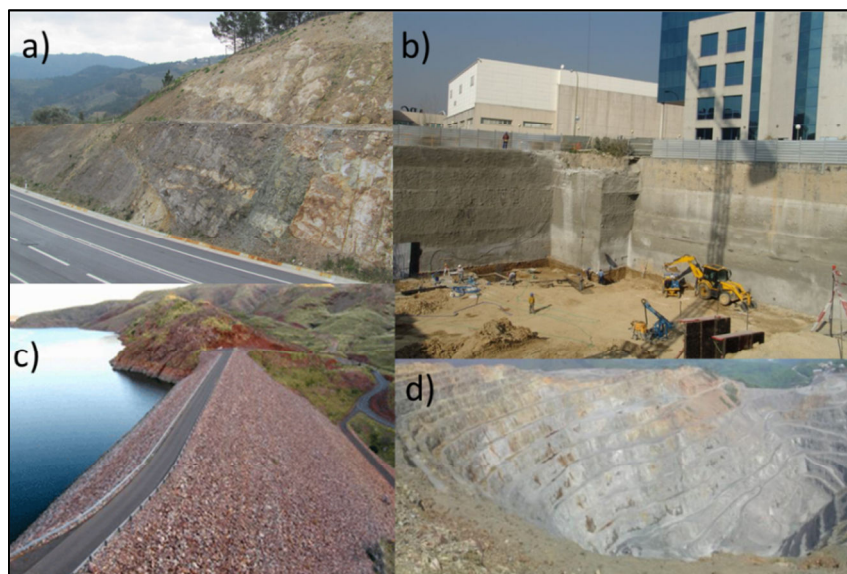


Figura 43 – Taludes: a) e b) Taludes de escavação para infraestruturas de engenharia civil; c) Talude em aterro para obra ferroviária (Rocscience, 2013); d) Talude de escavação para exploração mineira (Consulting, 2013).

5.1 Taludes de Escavação

As obras de infraestrutura linear, como obras ferroviárias ou qualquer outra obra que exija alcançar determinada profundidade abaixo da superfície, exigem a escavação de taludes. A metodologia de escavação do maciço depende da ripabilidade dos materiais, das dimensões e geometria requeridas para a escavação, e do rendimento conseguido pelo equipamento de escavação.

A ripabilidade de um maciço consiste na facilidade de escavação do mesmo sem recorrer a explosivos ou seja, uma rocha é considerada ripável quando é possível de ser escavada com recurso a meios mecânicos.

Os taludes de escavação são constituídos por (Figura 44):

- Pé do talude, que consiste na base do talude;
- Panos com determinada inclinação - Ψ_f ;
- Banquetas, que de forma a permitir a realização de trabalhos em todo o talude devem possuir 3m de largura (JAE, 2009);
- Cabeceira do talude, que consiste na parte superior do talude de escavação.

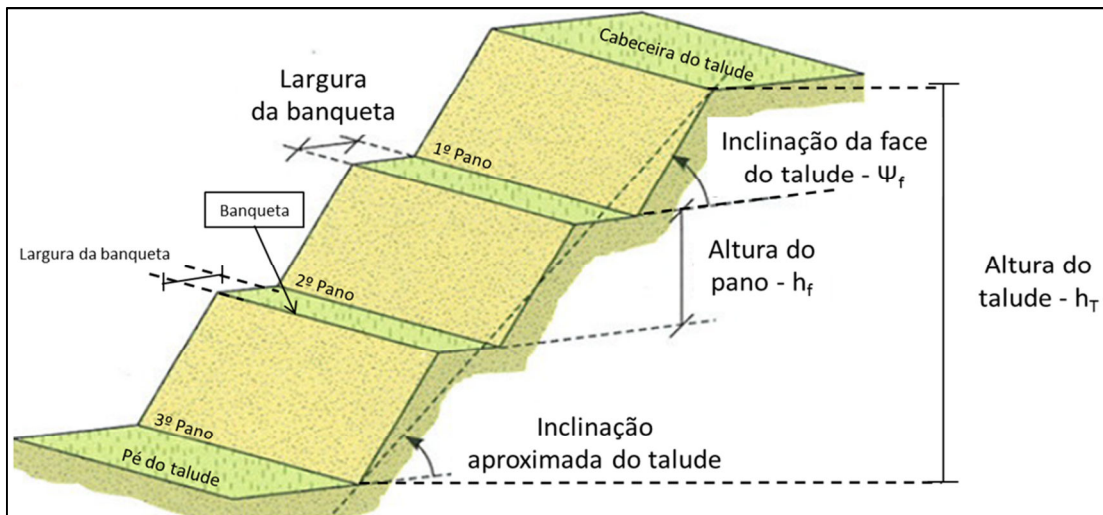


Figura 44 - Esquema dos vários elementos do talude de escavação (adaptado de Vallejo et al., 2002).

5.2 Taludes em aterro

Um aterro é uma acumulação de geomateriais mas, quando relacionado com infraestruturas de transporte, consiste na acumulação controlada de material posteriormente compactado, elaborado de forma a nivelar o traçado ao longo do seu perfil longitudinal. Os taludes em aterro são frequentemente parte integrante de infraestruturas lineares, como obras rodoviárias e ferroviárias (Vallejo et al., 2002). O aterro é geralmente dividido nas seguintes zonas (Figura 45) (JAE, Fevereiro 2009):

- Fundação – Terreno sobre o qual o aterro será construído;
- Parte Inferior do Aterro (PIA) – Zona que assenta sobre o solo de fundação (terreno natural). No caso de serem necessários trabalhos de decapagem, estas camadas são também consideradas;
- Corpo do Aterro – Zona compreendida entre a Parte Inferior e Superior do Aterro;
- Parte Superior do Aterro (PSA) – Zona do aterro, entre 40 a 85cm de espessura, que assenta sobre o Corpo do Aterro e sobre a qual assenta o Leito de Pavimento;

- Leito de Pavimento – Consiste na última camada do aterro. Esta camada tem como principais funções: conferir boas condições de fundação do pavimento e garantir as condições de trafegabilidade. Pode ser constituído por várias camadas.
- Espaldar – É a zona lateral do Corpo do Aterro e pode, ou não, ter a função de “maciço estabilizador”.

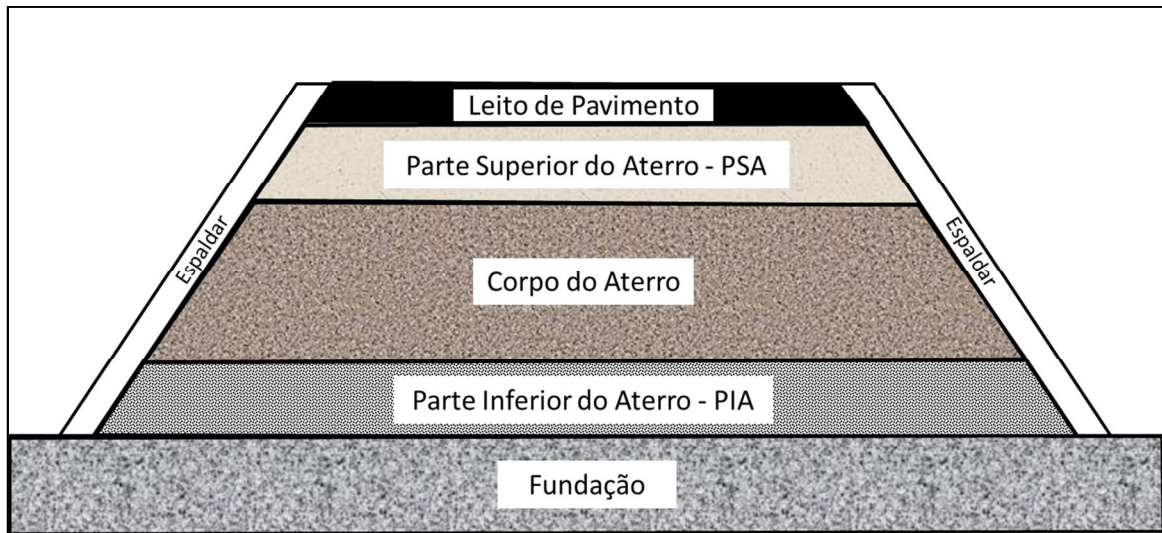


Figura 45 - Estrutura geral de um aterro.

Existem várias técnicas de construção de aterros, cuja escolha é feita em função dos materiais disponíveis, das condições do terreno natural, dos equipamentos disponíveis para a construção do aterro, dos custos associados, entre outros. No entanto a metodologia de dimensionamento deve seguir os seguintes passos (Vallejo et al., 2002):

- Análise e caracterização dos materiais disponíveis na zona de obra, análise dos volumes disponíveis e análise da necessidade de técnicas de tratamento;
- Dimensionamento do aterro em função dos materiais disponíveis, das normas exigidas em função da zona de aplicação do aterro, das condições topográficas, hidrológicas, etc.;
- Definição das condições e do método de compactação;
- Implementação dos trabalhos de drenagem, proteção superficial, entre outros;
- Controlo e monitorização do aterro como, por exemplo, o controlo de assentamentos do aterro.

Materiais para Aterros

Os materiais para construção de aterros provêm essencialmente das escavações na linha de corte do traçado ou de zonas de empréstimo. Os aterros podem ser constituídos por solo (terraplenos), rocha (enrocamentos ou pedraplenos) ou por ambos (solo-enrocamento). A classificação dos materiais como solos, enrocamentos ou solo-enrocamentos é feita em função da caracterização granulométrica (Figura 46).

Segundo o Caderno de Encargos Tipo Obra de Fevereiro 2009 das Estradas de Portugal, classificam-se como (JAE, Fevereiro 2009):

- Solo – A percentagem de material retido no peneiro de 19mm (3/4”) é igual ou inferior a 30%;
- Solo-enrocamento – A percentagem de material retido no peneiro de 19mm (3/4”) é superior a 30 e inferior a 70%, e a percentagem de material passado no peneiro de 0,075mm (nº200) é entre 12 e 40%;

- Enrocamento – A percentagem de material retido no peneiro de 19mm (3/4”) é superior a 70% e a percentagem de material passado no peneiro nº200 é inferior a 12%;

	% de passado no peneiro nº 200 entre 12 e 40%	% de passado no peneiro nº 200 < 12%
Solo	Solo /Enrocamento	Enrocamento
	30	70
% de material retido no peneiro 3/4" (19,00 mm)		
		

Figura 46 - Classificação dos materiais para aterros, em função da caracterização granulométrica (adaptado de Benta, 2012).

É essencial que os materiais adotados para a execução do aterro tenham capacidade suficiente para suportar a carga prevista e portanto a caracterização e classificação destes materiais torna-se bastante importante (Abramson et al., 2002). A classificação dos materiais é também importante de forma a definir as zonas (PIA, Corpo ou PSA) em que os materiais podem ser utilizados, uma vez que na construção de aterros os materiais de pior qualidade devem estar na base e os de melhor qualidade no topo. Na Tabela 16 apresenta-se, em função da Classificação Unificada de solos, os solos, por tipologia, admissíveis, não admissíveis e possíveis de serem aplicados nas três zonas do aterro: PIA, Corpo do Aterro e PSA. Entre as várias condições exigidas, definidas no Caderno de Encargos Tipo Obra de Fevereiro 2009 das Estradas de Portugal, destacam-se algumas características dos materiais necessárias em função da zona de aplicação do material (JAE, 2009):

- Os materiais usados na PIA devem ser, preferencialmente, permeáveis de forma a permitir a circulação livre da água, principalmente quando há possibilidade de inundação dos terrenos adjacentes ao talude em aterro;
- Os materiais usados no Corpo do Aterro devem essencialmente garantir a estabilidade do aterro, mesmo quando ocorrem deformações após o processo de construção;
- Para além disso, os materiais usados nesta zona devem estar isentos de folhas, ramos ou qualquer outro material orgânico. A dimensão máxima das partículas não deverá ser, em regra, superior a 2/3 da espessura, após compactação, da camada a aplicar;
- Independentemente da zona de aplicação, os materiais devem permitir uma fácil trabalhabilidade e compactação. Por este motivo é pertinente recorrer a ensaios que nos permitam caracterizar os materiais em termos de dimensão máxima das partículas e do teor ótimo em água;
- Na PSA devem ser utilizados os materiais de melhor qualidade disponíveis;
- Na zona dos espaldares devem constar materiais compatíveis com a geometria do talude.

Tabela 16 - Materiais naturais passíveis de utilizar na construção de aterros (JAE, 2009).

Classe	CBR (%)	Tipo de Solo	Descrição	Reutilização		
				PIA	Corpo	PSA
S0	<3	OL	- Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade (1)	N	N	N
		OH	- Argilas orgânicas de plasticidade média a elevada - Siltes orgânico (2)	N	P	N
		CH	- Argilas inorgânicas de plasticidade elevada - Argilas gordas (3)	N	P	N
		MH	- Siltes inorgânicos - Areias finas a micáceas - Siltes micáceos (4)	N	P	N
S1	≥ 3 a <5	OL	Idem (1)	N	S	N
		OH	Idem (2)	N	S	N
		CH	Idem (3)	N	S	N
		MH	Idem (4)	N	S	N
S2	≥ 5 a <10	CH	Idem (3)	N	S	N
		MH	Idem (4)	N	S	N
		CL	- Argilas inorgânicas de baixa a média plasticidade - Argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas margosas	S	S	P
		ML	- Siltes inorgânicos e areias muito finas - Areias finas, siltosas ou argilosas - Siltes argilosos de baixa plasticidade	S	S	P
		SC	- Areia argilosa - Areia argilosa com cascalho (5)	S	S	P
S3	≥ 10 a <20	SC	Idem (5)	S	S	S
		SM-d	- Areia siltosa	S	S	S
		SM-u	- Areia siltosa	P	S	N
		SP	- Areias mal graduadas - Areias mal graduadas com cascalho	S	S	S
S4	≥ 20 a <40	SW	- Areias bem graduadas - Areias bem graduadas com cascalho	S	S	S
		GC	- Cascalho argiloso - Cascalho argiloso com areia	S	S	S
		GM-u	- Cascalho siltoso - Cascalho siltoso com areia (6)	P	S	P
		GP	- Cascalho mal graduado - Cascalho mal graduado com areia (7)	S	S	S
S5	≥ 40	GM-d	Idem (6)	S	S	S
		GP	Idem (7)	S	S	S
		GW	- Cascalho bem graduado - Cascalho bem graduado com areia	S	S	S

S – Admissível; N – Não admissível; P – Possível;
PSA – Parte Superior do Aterro;
PIA – Parte Inferior do Aterro.

Capítulo 6 Estabilidade de taludes

Independentemente do talude ser em escavação ou em aterro, a estabilidade do mesmo aquando e após a sua construção é indispensável para o correto desempenho do mesmo. Nas obras de engenharia civil, aquando do dimensionamento de taludes, consideram-se alguns critérios de segurança de forma a garantir a estabilidade das infraestruturas que estão associadas a esses taludes. Esta estabilidade é essencial para garantir a segurança dos usuários da futura obra.

Assim, a análise de estabilidade de um talude é indispensável para o seu correto dimensionamento. A metodologia associada à análise de estabilidade de taludes refere-se ao conhecimento geológico e geotécnico dos materiais, nomeadamente dos tipos de rotura possíveis de ocorrer, ao conhecimento hidrogeológico e geomecânico da área de implementação do talude e ao conhecimento dos fatores externos, reais ou previsíveis, que terão influência sobre o talude. Relativamente aos fatores externos englobam-se as forças atuantes no talude, estas forças podem referir-se a forças estáticas (como por exemplo uma carga aplicada no talude) ou dinâmicas/pseudoestáticas (ação sísmica). Para taludes localizados em zonas de risco sísmico, deve ser considerada a ação sísmica (força pseudoestática). A força representativa da ação sísmica assume-se como horizontal e igual ao produto do coeficiente de ação sísmica pela massa de rotura potencial. O coeficiente de ação sísmica horizontal - k_h é normalmente retirado da bibliografia, mais precisamente dos Eurocódigos estruturais (Simons et al., 2001).

A partir do conhecimento de todos os fatores influentes na estabilidade é possível definir o comportamento dos materiais e os seus mecanismos de deformação e rotura que, por sua vez, permitem calcular o fator de segurança – FS do talude. A partir deste fator é possível definir, quando necessário, as medidas de estabilização que devem ser implementadas para garantir estabilidade do talude e por consequente da obra.

6.1 Tipos de rotura

6.1.1 Taludes em solo

Nos taludes em maciços terrosos, a estabilidade dos mesmos é controlada essencialmente pelos parâmetros resistentes dos materiais que os constituem, obtidos a partir da caracterização do maciço terroso (abordada no capítulo 3), e pela geometria do talude (abordada no capítulo 6).

Em solos, os tipos de rotura possíveis de ocorrer limitam-se a roturas sobre superfícies curvas (Figura 47), por várias formas possíveis (circular, circular profunda, planar ou poligonal) (Vallejo et al., 2002).



Figura 47 - Rotura circular em maciço terroso (CMA, 2013).

6.1.1.1 Rotura circular

Nos taludes constituídos por materiais terrosos ocorre geralmente rotura através de superfícies curvas, com várias formas possíveis em função da morfologia e da estratigrafia do talude (Vallejo et al., 2002):

- A rotura pode ser aproximadamente circular, sendo esta a mais frequente, com o extremo inferior da superfície de rotura no pé do talude. Nesta situação ocorre deslizamento do pé do talude e tende a ocorrer quando o talude é formado por materiais, e respetivas propriedades geotécnicas, mais ou menos homogéneos (Figura 48a);
- A rotura pode ainda ser circular profunda, em que o extremo inferior da superfície de rotura do talude passa por baixo do pé do talude (Figura 48b);
- Pode ainda ocorrer rotura por uma superfície planar. Este tipo de rotura pode ocorrer quando o talude é constituído por estratos/camadas de diferentes características, como por exemplo numa superfície de contacto entre material rochoso e terroso (Figura 48c);
- Por último, a rotura pode ainda ocorrer através de uma superfície poligonal. Este tipo de rotura exige a existência de fendas de tração, ou outros semelhantes, na parte superior do talude a favorecer este tipo de rotura (Figura 48d).

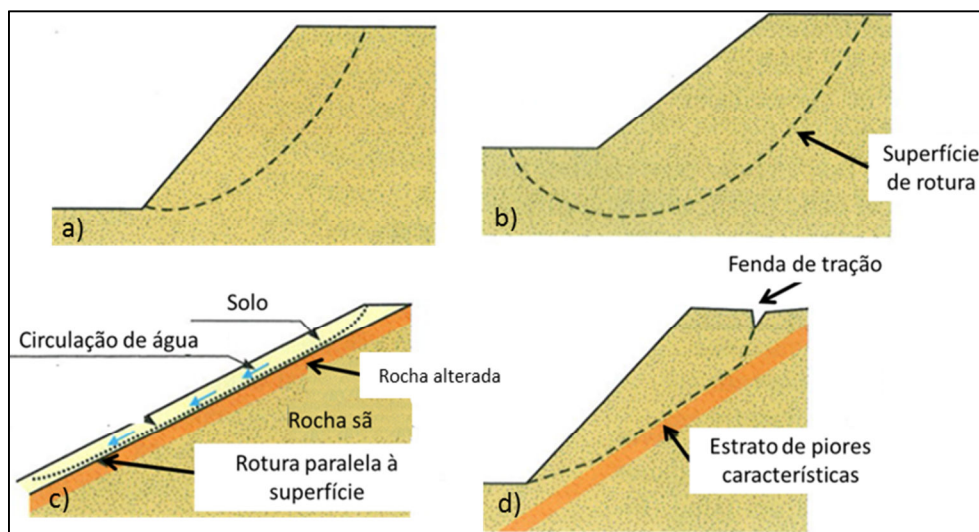


Figura 48 - Formas possíveis de rotura circular a) rotura circular; b) rotura circular profunda; c) rotura planar; d) rotura segundo uma poligonal (adaptado Vallejo et al., 2002).

6.1.2 Taludes em Rocha

Nos taludes em maciços rochosos, a estabilidade dos mesmos é controlada pelas propriedades resistentes das discontinuidades e/ou da matriz rochosa, e também pela geometria do talude (Vallejo et al., 2002).

Uma massa rochosa pode ter vários mecanismos de rotura em função de alguns fatores (Simons et al., 2001):

- Presença de discontinuidades no maciço;
- Orientação das famílias de discontinuidade em relação à face do talude de escavação;
- Espaçamento das discontinuidades;
- Resistência ao corte das discontinuidades;
- Continuidade das discontinuidades.

A partir dos fatores apresentados pode afirmar-se que o tipo de rotura de um maciço será essencialmente controlado por fatores geométricos, o que permite que a análise do potencial de rotura seja feita através de cinemática (Simons et al., 2001). A cinemática estuda o movimento de um corpo sem considerar as forças atuantes e a massa deste. De salientar que, uma vez que se trata de uma análise cinemática, não são consideradas cargas atuantes no talude bem como a presença de água no mesmo.

De maneira geral, em maciços rochosos fraturados, a rotura pode ser planar, por cunha ou por *toppling* (Figura 49). Para além destes pode ocorrer a queda de blocos do maciço e, quando o maciço se encontra bastante alterado (W4-W5), rotura circular.

Apresentam-se de seguida cada um destes tipos de rotura, bem como as condições necessárias para que ocorram.

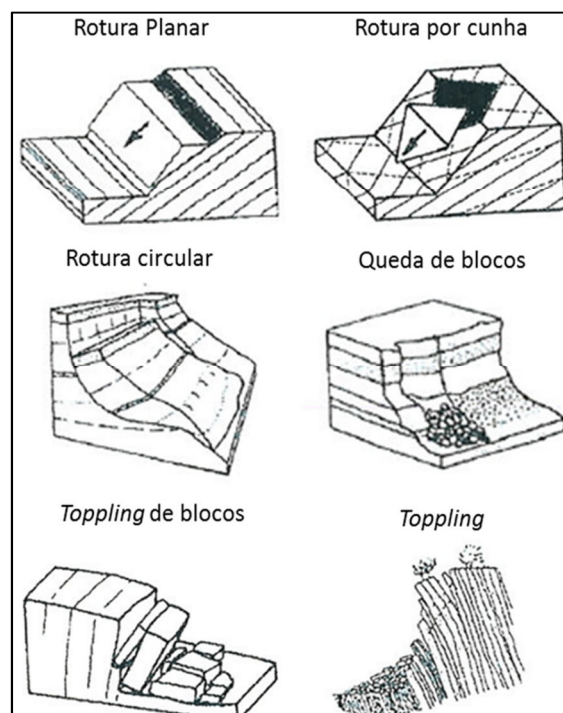


Figura 49 - Tipos de rotura em maciços rochosos (Simons et al., 2001).

6.1.2.1 Rotura Planar

A rotura planar ocorre quando uma descontinuidade mergulha na direção da face do talude. Ocorre, preferencialmente, segundo uma superfície pré-existente, como por exemplo uma superfície de estratificação ou uma falha (Figura 50). As condições básicas para que este tipo de rotura ocorra são a

presença de descontinuidades com direção semelhante à do talude e que a descontinuidade tenha um pendor a favor do talude. Assim, para que o movimento ocorra devem satisfazer-se as três condições (Matherson, 1983):

- A superfície de descontinuidade deve ser “visível” na superfície do talude;
- A direção de inclinação da superfície de descontinuidade - α_p deve estar, aproximadamente, a 20° da direção de inclinação da face do talude - α_f ;

$$|\alpha_f - \alpha_p| \leq 20^\circ$$

- A inclinação da face do talude - ψ_f tem de ser superior à da superfície de descontinuidade - ψ_p e ainda, esta última, tem de ser superior ao ângulo de atrito do plano de descontinuidade.

$$\psi_f > \psi_p \geq \phi$$

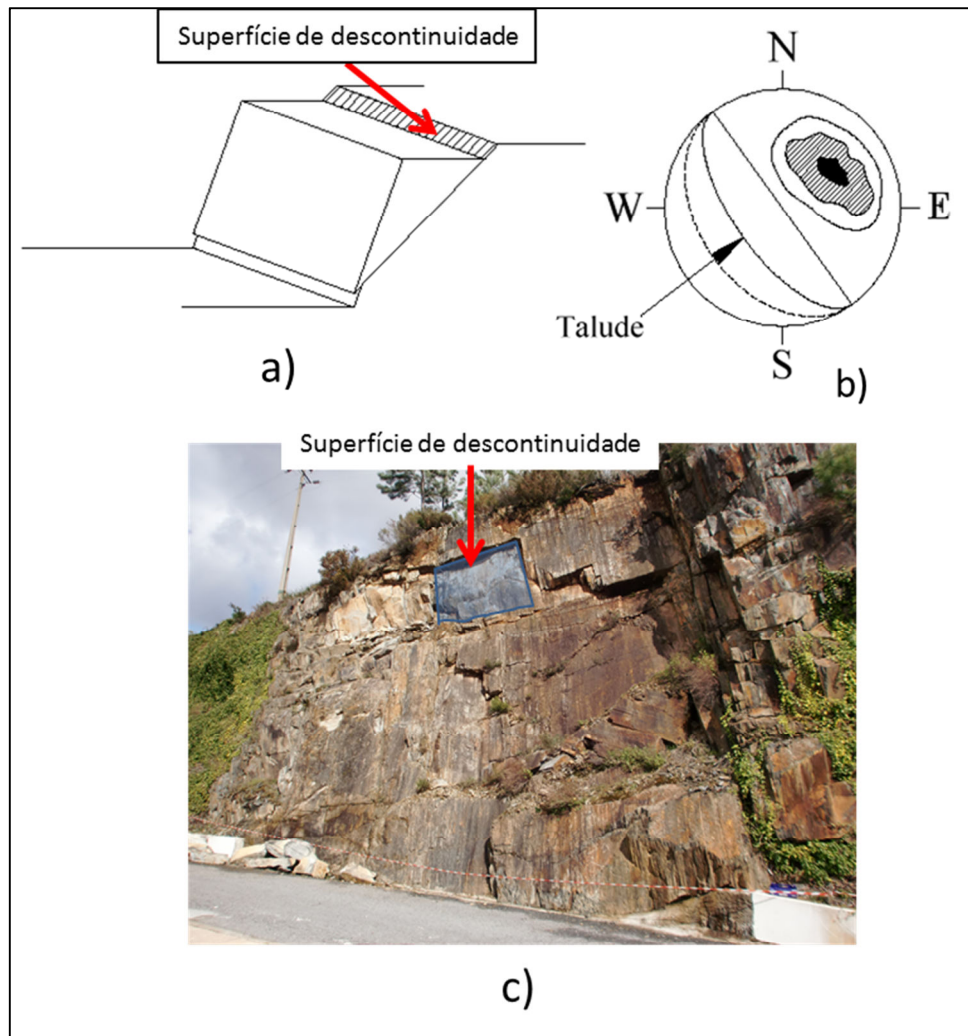


Figura 50 - Rotura planar: a) esquema de rotura no maciço; b) rede estereográfica; c) Fotografia e representação da superfície de rotura.

6.1.2.2 Rotura por cunha

A rotura por cunha ocorre quando há interseção de dois planos de descontinuidade, em que o movimento do bloco, em forma de cunha, ocorre ao longo da interseção (Figura 51). Para que a rotura ocorra é necessário que se cumpram os seguintes critérios (Markland, 1972):

- A linha de interseção dos dois planos de descontinuidade tem de ser “visível” na superfície do talude;
- A direção de inclinação da interseção - α_i deve estar, aproximadamente, a 25° da direção de inclinação da face do talude - α_f ;

$$|\alpha_f - \alpha_i| \leq 25^\circ$$

- A inclinação da face do talude tem de ser superior à inclinação da linha de interseção - ψ_i que, por sua vez, tem de ser superior aos ângulos de atrito das descontinuidades - ϕ .

$$\psi_f > \psi_i \geq \phi$$

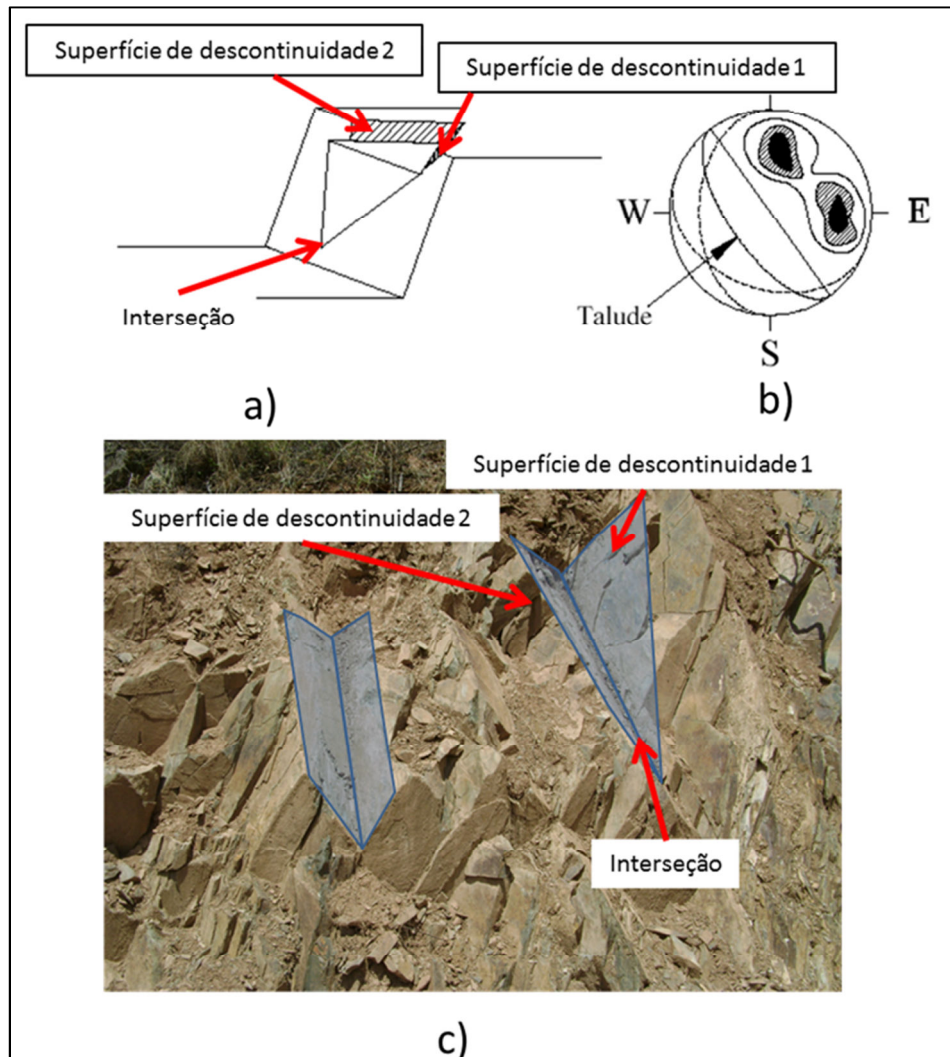


Figura 51 - Rotura por cunha : a) esquema de rotura no maciço; b) rede estereográfica; c) Fotografia e representação da linha de rotura.

6.1.2.3 Rotura por *toppling*

A rotura por *toppling* envolve a rotura por *toppling* à flexão e/ou por *toppling* de blocos (Figura 52). Este tipo de rotura é comum em maciços com pequenas espessuras de estratificação, maciços com xistosidade ou ainda em maciços em que as fraturas apresentem baixo espaçamento. Implica um movimento de rotação dos blocos. Para que o fenómeno ocorra é ainda necessário que as descontinuidades apresentem inclinação, aproximadamente, contrária à inclinação do talude e direção paralela ou subparalela ao mesmo. Assim, para que ocorra rotura por *toppling* à flexão são necessárias as seguintes condições (Goodman, 1980):

- A direção de inclinação das descontinuidades - α_p tem de ser de 30° , ou menos, relativamente à direção de inclinação do talude - α_f . A probabilidade de ocorrência é bastante maior quando esta diferença é inferior a 15° ;

$$|\alpha_f - \alpha_p| \leq 30^\circ$$

- A inclinação das descontinuidades - ψ_p tem de ser aproximadamente perpendicular à inclinação da face do talude - ψ_f . Para além disso, a inclinação da descontinuidade tem de ser superior ao ângulo de atrito da descontinuidade - ϕ .

$$|90 - \psi_p| < |\psi_f - \phi|$$

Relativamente ao *toppling* de blocos, as condições necessárias para que ocorra são (Matherson, 1983):

- A direção de inclinação do plano basal tem de estar, aproximadamente, a 20° da direção de inclinação da face do talude;
- A inclinação do plano basal tem de ser superior ao ângulo de atrito nesse plano;
- A direção de inclinação das linhas de intersecção entre planos tem de estar aproximadamente a 20° da direção de inclinação da face do talude. Para taludes íngremes pode estender-se a 90° ;
- A inclinação das linhas de intersecção têm de exceder $(90 - \phi)$, sendo ϕ o ângulo de atrito.

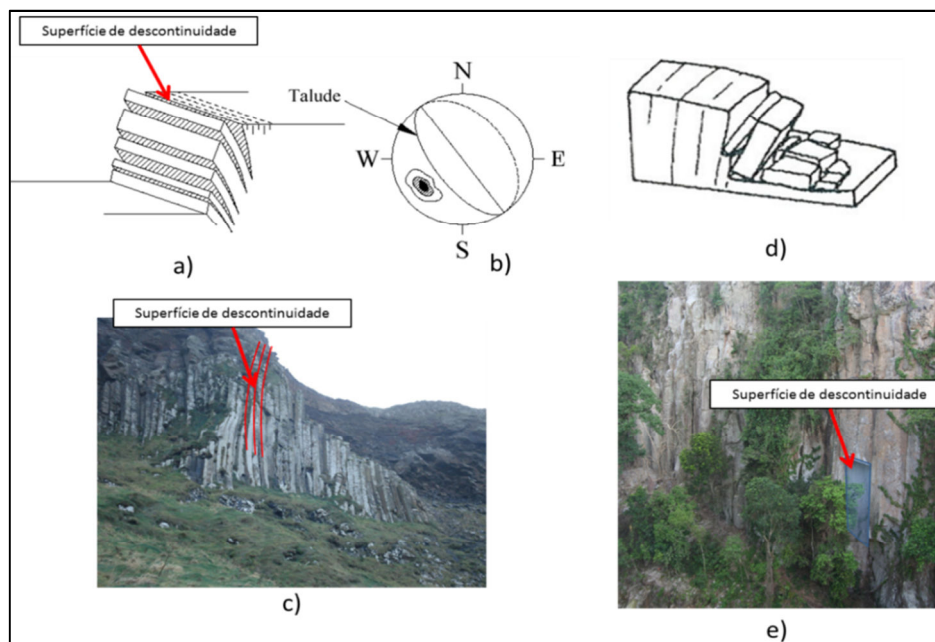


Figura 52 - Rotura por *toppling*: a) esquema de rotura à flexão no maciço; b) rede estereográfica; c) fotografia e representação da superfície de rotura; d) esquema de rotura em blocos no maciço; e) fotografia e representação da superfície de rotura.

6.1.2.4 Rotura circular

Para maciços classificados como W4-5, ou seja com um elevado grau de meteorização, ou ainda para maciços com uma grande intensidade de fraturação, que apresentem um comportamento isotrópico e onde as descontinuidades não controlam o comportamento mecânico do maciço, é possível que ocorra rotura circular (Figura 53). No entanto não obstem que, em alguns casos, as descontinuidades possam exercer influência nos tipos de rotura. Assim, nesta situação, é necessário considerar ambas as possibilidades de rotura, pelas descontinuidades e por uma superfície circular.



Figura 53 - Rotura circular em maciços rochosos (Vallejo et al., 2002)

6.2 Métodos de análise de estabilidade

Após definir os potenciais tipos de rotura que podem ocorrer no talude é possível, a partir dos métodos de análise de estabilidade, definir um Fator de Segurança – FS.

Os métodos de análise de estabilidade baseiam-se em aproximações físico-matemáticas em que intervêm forças, estabilizadoras e instabilizadoras, que atuam sobre o talude e que determinam o seu comportamento e condições de estabilidade. Os métodos podem dividir-se em determinísticos e probabilísticos.

Os métodos probabilísticos consideram a probabilidade de rotura de um talude segundo certas condições. Estes métodos exigem uma grande quantidade de dados, uma vez que consistem em realizar processos iterativos para obtenção do fator de segurança. Uma vez que raramente é possível obter esta quantidade de dados, é bastante raro recorrer à análise de estabilidade através dos métodos probabilísticos (Vallejo et al., 2002).

Os métodos determinísticos indicam se um talude é, ou não, estável a partir da seleção dos parâmetros físicos e resistentes dos materiais que controlam a estabilidade. Os métodos determinísticos podem dividir-se em dois grupos: os métodos de equilíbrio-limite e os métodos de tensão-deformação (IGME, 1987).

6.2.1 Métodos de equilíbrio-limite: Cálculo do fator de segurança

Os métodos de equilíbrio-limite são os métodos mais utilizados na análise de estabilidade de taludes. Para calcular um fator de segurança, estes métodos usam equações de equilíbrio entre forças, ou momentos, instabilizadoras e estabilizadores. Estes métodos consistem em analisar uma massa potencialmente instável comparando as forças instabilizadoras ao movimento com as forças estabilizadoras (ou resistentes), ao longo de uma superfície de rotura. De uma maneira geral, estes métodos baseiam-se na definição do critério de rotura de Mohr-Coulomb (ou de Barton & Choubey (1977) que deriva do primeiro) e na seleção da superfície teórica de rotura crítica do talude, com o intuito de estimar um fator de segurança (Vallejo et al., 2002).

O fator de segurança pode ser calculado relativamente ao equilíbrio de forças ou momentos. O primeiro, o fator de segurança relativo ao equilíbrio de forças, é aplicado em análises de movimentos translacionais ou rotacionais, considerando-se superfícies planares ou poligonais, como é o caso das roturas planares e por cunha. Por sua vez, o fator de segurança calculado relativamente ao equilíbrio de momentos é aplicado, usualmente, em análises de movimentos rotacionais, considerando-se a superfície de rotura circular (Ortigão & Sayão, 1999).

O fator de segurança relativo ao equilíbrio de forças pode ser obtido decompondo as forças em horizontais (instabilizadoras) e verticais (resistentes) ao plano. A relação entre o somatório das forças resistentes e o somatório das forças instabilizadoras permitem estimar o fator de segurança (Simons et al., 2001):

$$\text{Fator de segurança} - FS = \frac{\sum \text{forças resistentes}}{\sum \text{forças atuantes}} = 1$$

O fator de segurança relativo ao equilíbrio de momentos é obtido de forma semelhante ao anterior no entanto, em vez de se considerarem as forças, consideram-se os momentos das forças resistentes e instabilizadoras (Ortigão & Sayão, 1999):

$$\text{Fator de segurança} - FS = \frac{\sum \text{Momentos de forças resistentes}}{\sum \text{Momentos de forças atuantes}} = 1$$

Desta forma, independentemente de o fator de segurança ser calculado relativamente a momentos ou forças, o equilíbrio limite ocorre quando o fator de segurança - FS é igual a 1.

Segundo a fórmula a rotura do talude é iminente quando $FS=1$ e portanto o talude é considerado estável quando $FS > 1$. No entanto os parâmetros resistentes dos materiais podem não ser constantes ao longo da superfície de rotura como por exemplo, a posição, a orientação e a magnitude das forças externas atuantes ao longo das superfícies de descontinuidade podem ser bastante variáveis. Assim, de forma a garantir a segurança, mesmo com as possíveis variações de vários fatores, o fator de segurança admissível é geralmente de 1,5 (Simons et al., 2001). No entanto o fator de segurança admissível pode variar décimas em função do risco de perdas económicas e vidas humanas, como se pode verificar na Tabela 17 (Ortigão & Sayão, 1999). A Tabela 17 é uma tabela de exemplo, podendo adotar-se outros valores em função dos fatores influentes no talude em estudo.

Tabela 17 - Fatores de segurança admissíveis (Ortigão & Sayão, 1999).

F_{adm}		Risco de perda de vidas humanas		
		Desprezível	Médio	Elevado
Risco de perdas económicas	Desprezível	1,1	1,2	1,4
	Médio	1,2	1,3	1,4
	Elevado	1,4	1,4	1,5

Existem, em função do tipo de rotura, vários métodos de equilíbrio-limite para o cálculo do fator de segurança, como se desenvolve nos subcapítulos seguintes.

6.2.2 Taludes em Solos

Para a análise de estabilidade de taludes em solos pode considerar-se, entre vários métodos existentes, o método das fatias. Dentro do método das fatias existem ainda vários métodos, entre os quais

se destaca o Método de Bishop Simplificado por se tratar do método utilizado na análise de estabilidade do estudo de caso desta dissertação.

6.2.2.1 Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop Simplificado foi desenvolvido por Bishop (1955) e é aplicável a roturas do tipo circulares. O método desenvolve-se no seguinte:

- Divide-se a massa deslizante em n fatias ou faixas verticais (Figura 54);
- Estabelece-se o equilíbrio de momentos das forças atuantes em cada fatia, delimitada pelo círculo de rotura;
- Da condição de equilíbrio de forças verticais em cada fatia obtêm-se as forças normais à superfície – N e substituem-se na equação resultante de equilíbrio de momentos;
- Assim, e considerando que as forças de contacto entre cada uma das fatias estão em equilíbrio, obtêm-se a expressão do fator de segurança – FS da superfície considerada.

Depois de calculado o fator de segurança, para a superfície considerada, adota-se outra superfície de rotura, e repete-se o processo descrito até se obter um valor mínimo de FS (IGME, 1987).

Outra forma de obter o coeficiente de segurança, quando previamente definido, é recorrer a um processo iterativo que consiste em (Matos Fernandes, 2011):

- 1) Arbitrar um valor de FS (por exemplo, FS = 1,5);
- 2) Calcular FS através das seguintes equações:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i \Delta_{x_i} + (W_i - u_i \Delta_{x_i}) \tan \phi'_i] \left[\frac{1}{M_i(\alpha)} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'_i}{FS} \right)$$

Em que:

- c'_i – Coesão efetiva;
 - Δ_{x_i} – Largura, na horizontal (Figura 54);
 - W_i – Peso próprio;
 - u_i – Pressão intersticial;
 - ϕ'_i – Ângulo de atrito efetivo;
 - M_i – Factor adimensional;
 - α – Ângulo entre a base da fatia e a horizontal (Figura 54);
- 3) Ponderar a diferença entre o valor de FS obtido da equação em relação ao arbitrado;
 - 4) Adotar um novo valor de FS e repetir o processo até se obter um resultado bastante próximo do inicialmente definido.

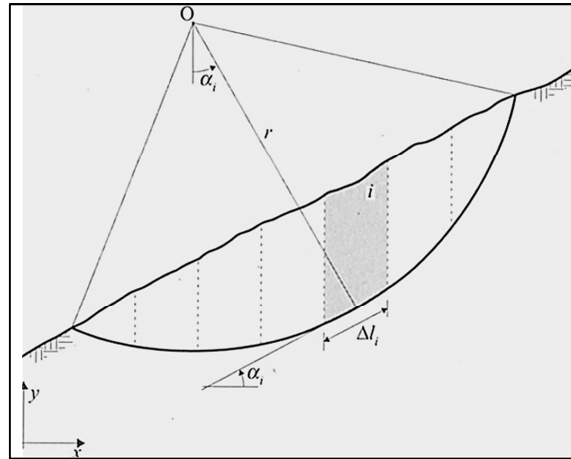


Figura 54 - Massa instável e divisão em fatias (Matos Fernandes, 2011).

Estes processos de cálculo do fator de segurança podem ser bastante demorados, pelo que existem *softwares*, como o *Slide 5.0* da *Rocscience*®, para simplificar os processos de obtenção do fator de segurança.

6.2.3 Taludes em rocha

Na análise de estabilidade de taludes em maciços rochosos, os métodos baseiam-se igualmente em equações de equilíbrio de forças, atuantes e resistentes, estabelecidas com base na geometria de cada tipo de rotura. Para os mecanismos de *toppling* e de queda de blocos, o processo é bastante complexo e não é possível determinar um fator de segurança através de métodos de equilíbrio limite (Simons et al., 2001). Assim, aborda-se apenas de seguida o cálculo dos fatores de segurança para as roturas planar e por cunha. É ainda importante referir que as equações apresentadas para o cálculo do fator de segurança consideram o critério de rotura de Mohr-Coulomb. Caso o critério de rotura adotado seja o de Barton & Choubey (1977), em vez do de Mohr-Coulomb, as equações apresentadas diferem ligeiramente nas parcelas relativas à coesão – c e ao ângulo de atrito – ϕ , sendo o ângulo de atrito substituído pelo ângulo de atrito de pico – ϕ_p (Tabela 18).

Tabela 18 - Critério de rotura e parâmetros resistentes a considerar.

Critério de rotura	Mohr-Coulomb (1773)	Barton & Choubey (1977)
Coesão – c	$c \neq 0$	$c = 0$
Ângulo de atrito – ϕ	ϕ	<p>Ângulo de atrito de pico – ϕ_p</p> $\phi_p = \phi_r + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)$ <p>Ângulo de atrito residual – ϕ_r</p> $\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R}$

6.2.3.1 Rotura planar

A partir das forças atuantes sobre a superfície de rotura planar considerada (Figura 55), estabelece-se a seguinte equação para o cálculo do fator de segurança – FS (Vallejo et al., 2002):

$$FS = \frac{c + (W \cos \alpha - U) \tan \phi}{W \sin \alpha}$$

$$W = A \times \gamma_{material}$$

$$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w z_w A$$

Em que:

- c – Coesão no plano de descontinuidade (kPa);
- W – Peso próprio do bloco instável (kN/m);
- α – Ângulo entre a horizontal e o plano de descontinuidade (inclinação da família de descontinuidade) (°);
- U – Força total devido à pressão exercida pela água na superfície de descontinuidade (kN/m);
- ϕ – Ângulo de atrito da descontinuidade (°);
- A – Área do bloco instável (m²);
- γ – Peso volúmico do material (kN/m³);
- γ_w – Peso volúmico da água (9,81 kN/m³);
- z_w – Cota do nível freático (m).

A parcela “ $(W \cos \alpha - U) \tan \phi$ ” representa a força exercida pelo atrito na superfície de descontinuidade, em que “ $W \cos \alpha$ ” representa a componente resistente do peso do bloco instável. Pelo contrário, “ $W \sin \alpha$ ” representa a componente instabilizadora do peso do bloco instável.

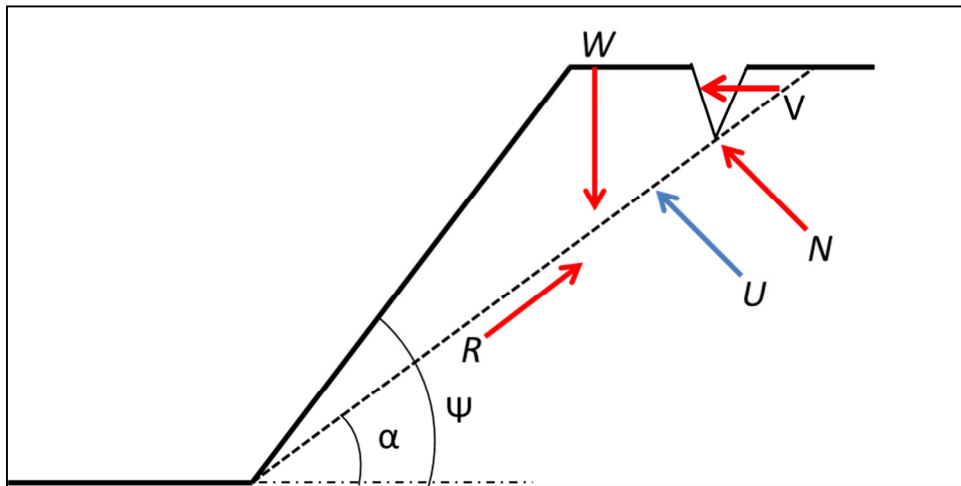


Figura 55 - Forças atuantes sobre a superfície de deslizamento planar. W – Peso próprio do bloco; N – Força normal ao bloco; R – Força resistente; U – Força exercida pela água (Vallejo et al., 2002).

No caso de o talude em estudo possuir fendas de tração preenchidas com água acrescenta-se à equação anterior uma parcela - V (Vallejo et al., 2002):

$$FS = \frac{c + (W \cos \alpha - U - V \sin \alpha) \tan \phi}{W \sin \alpha + V \cos \alpha}$$

$$V = \frac{1}{2} \times \gamma_w z_w^2$$

Em que:

- V – Força exercida pela água na fenda de tração (kN/m).

Assim, a partir destas formulações gerais introduzem-se as equações das diferentes forças atuantes sobre o maciço. Para o caso de se tratar de uma força externa resistente aplicada sobre o talude, como por exemplo a aplicação de métodos de reforço estruturais (abordados no capítulo 7.3.2), acrescenta-se à expressão inicial a parcela referente à força externa, ficando (Vallejo et al., 2002):

$$FS = \frac{c + (W \cos \alpha - U + T \cos \delta) \tan \phi}{W \sin \alpha - T \sin \delta}$$

Em que:

- T – Força exercida pelo elemento de reforço (kN/m)
- δ – Ângulo entre a superfície de rotura e o elemento de reforço (°) (Figura 56).
-

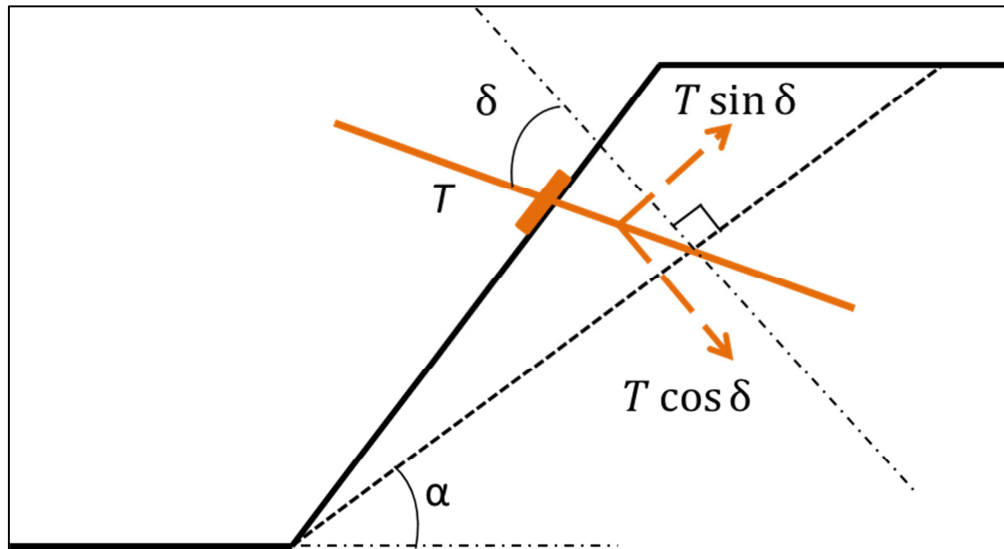


Figura 56 - Representação da força exercida por um elemento de reforço.

Caso a estabilidade do talude não seja assegurada sem recorrer a medidas de reforço estrutural ($FS < 1,5$) obtém-se, facilmente, a partir desta última equação, a força do sistema de reforço estrutural necessária para se obter o fator de segurança desejado.

6.2.3.2 Rotura por cunha

Existem vários métodos de análise de estabilidade para a rotura por cunha, em função do tipo de precisão requerida. É possível obter o fator de segurança – FS através de ábacos, como o proposto por Hoek & Bray (1981), ou ainda através de métodos analíticos. A análise de estabilidade da rotura por cunha através do método analítico (Hoek & Bray, 1981) é, para alguns casos, mais complexo do que o apresentado para a rotura planar. Assim, devido a complexidade descrita, apenas se descreve seguidamente o método supondo que não existe coesão e que o ângulo de atrito é igual em ambos os planos de descontinuidade que formam a cunha de rotura, embora as formulações sejam possíveis para outros casos.

Através do método analítico proposto por Hoek & Bray (1981), supondo que não existe coesão e que o ângulo de atrito é igual em ambos os planos de descontinuidade que formam a cunha de rotura, o fator de segurança pode obter-se a partir da seguinte equação (Vallejo et al., 2002) (Figura 57):

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \alpha}$$

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \alpha \sin \beta}{\sin \frac{1}{2\xi}}$$

Em que:

- R_A e R_B – Forças exercidas nas duas superfícies de descontinuidade que formam a cunha (kN/m);
- ξ – Ângulo de abertura da cunha ($^\circ$);
- β – Ângulo entre a horizontal e $\frac{1}{2\xi}$ ($^\circ$);

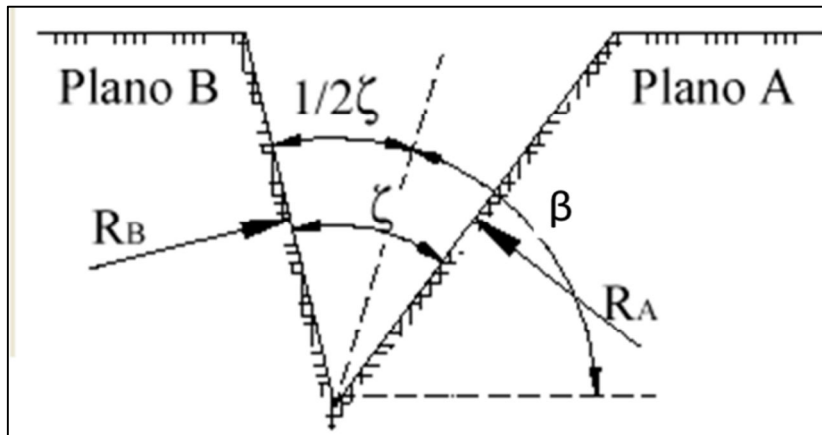


Figura 57 - Esquema de forças atuantes sobre o bloco (cunha) instável (Hoek & Bray, 1981).

6.2.3.3 Rotura circular

Como foi visto no capítulo referente aos tipos de rotura em rocha (capítulo 7.1.2), é possível que ocorra rotura circular em maciços com elevado grau de meteorização (W4-5).

Uma vez que este tipo de maciços pode adotar um comportamento de solo ou, caso as descontinuidades ainda exerçam alguma influência no maciço, um comportamento mecânico típico de rocha, é importante proceder a uma análise mista. A análise mista consiste em avaliar o comportamento mecânico do maciço enquanto solo e enquanto rocha. Para analisar o comportamento enquanto rocha, a análise de estabilidade é feita a partir dos métodos apresentados para a rotura planar e por cunha, previamente desenvolvidos. Para a análise de estabilidade do maciço enquanto comportamento terroso, o método a adotar é o de rotura circular em solos, nomeadamente o método de Bishop Simplificado que foi abordado no capítulo 6.2.2.1 (Vallejo et al., 2002).

6.3 Medidas de estabilização

Após calcular o fator de segurança associado ao talude e caso este seja inferior ao desejado (normalmente quando inferior a 1,5) é necessário proceder à implementação de medidas de estabilização do maciço.

Para dimensionar e aplicar as medidas de estabilização é necessário analisar previamente (Vallejo et al., 2002):

- As propriedades e o comportamento geomecânico dos materiais;
- O mecanismo e a tipologia das roturas;
- Os fatores geológicos, hidrogeológicos e outros fatores influentes na estabilidade do maciço;
- Os meios económicos e os materiais disponíveis;

- A urgência de intervenção;
- A magnitude e a dimensão das instabilidades.

O aumento do fator de segurança de um talude é possível diminuindo-se as forças instabilizadoras e/ou aumentando as forças resistentes.

As medidas de estabilização podem consistir na alteração da geometria do talude, na implementação (ou melhoramento) do sistema de drenagem do talude, na implementação de elementos estruturais resistentes e ainda na construção de elementos de contenção (Simons et al., 2001).

Uma vez que não consta nos objetivos desta dissertação o desenvolvimento aprofundado das medidas de estabilização de taludes, apenas se introduzem algumas das várias medidas existentes.

6.3.1 Alteração de geometria

A alteração de geometria do talude é das primeiras medidas a analisar aquando do estudo de estabilização uma vez que se trata de uma medida, geralmente, mais económica relativamente às restantes (Piteau & Peckover, 1978).

Através da modificação de geometria do talude, as forças devidas ao peso dos materiais são redistribuídas obtendo-se uma configuração mais estável. As medidas de alteração de geometria podem consistir em (Giani, 1992):

- Reduzir a altura do talude (Figura 58a);
- Reduzir a inclinação do talude (Figura 58b);
- Remover os materiais potencialmente instáveis;
- Construção de banquetas no talude (Figura 58c);
- Aumentar o peso no pé talude (Figura 58d).

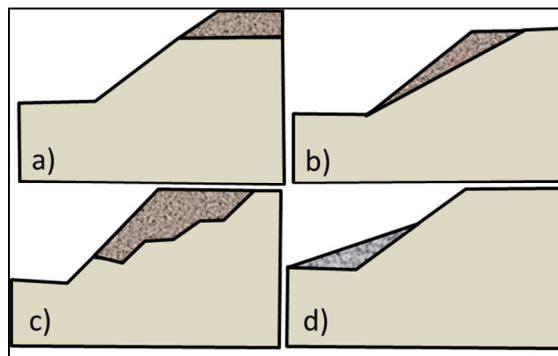


Figura 58 - Representação das várias medidas de estabilização referentes à modificação de geometria do talude.

6.3.2 Elementos de reforço

A introdução de elementos de reforço estruturais no maciço tem por objetivo aumentar a resistência ao corte do mesmo. Este aumento de resistência ao corte pode ser promovido por (Vallejo et al., 2002):

- Introdução de elementos que melhoram a resistência do maciço na superfície de rotura, como por exemplo através de estacas, microestacas ou colunas de *jet-grouting*;
- Introdução de elementos que aumentam as forças tangenciais de atrito na superfície de rotura, como por exemplo através de ancoragens e pregagens.

As ancoragens são elementos de reforço formados por cabos de aço que se ancoram a zonas estáveis do maciço, trabalham à tração e proporcionam um aumento das tensões normais sobre a superfície de rotura (Ortigão & Sayão, 1999).

As ancoragens podem ser classificadas em passivas (pregagens), se a ancoragem inicia a sua função somente após ocorrer movimento do bloco instável, ou em ativas (ancoragens), se a ancoragem é tensionada previamente à sua instalação no maciço (Giani, 1992).

Ancoragens e Pregagens

As ancoragens são elementos que, por definição, resistem somente à tração. Consistem num elemento semirrígido ou flexível, instalado no maciço terroso ou rochoso, capaz de transmitir esforços de tração nas suas extremidades. É fundamental, para um correto funcionamento das ancoragens, que a fixação ao maciço estável seja adequadamente realizada.

As ancoragens e pregagens podem dividir-se nos seguintes elementos: cabeça, trecho ancorado e trecho livre (Figura 59). A cabeça consiste no elemento que fica de fora do maciço, o trecho ancorado (de comprimento L_b) é a extremidade que transmite as forças de tração ao maciço e o trecho livre (de comprimento L_L) consiste no trecho, entre o trecho ancorado e a cabeça da ancoragem/pregagem, que transmite as forças de tração entre as extremidades (Ortigão & Sayão, 1999).

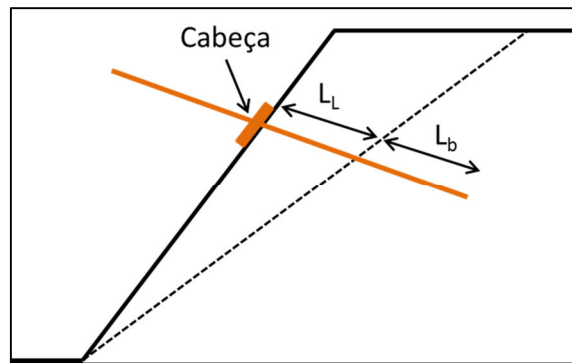


Figura 59 - Representação de uma pregagem.

As pregagens podem considerar-se ancoragens passivas de baixa capacidade e consistem em barras de aço que são introduzidas no talude, de forma a aumentar a sua capacidade resistente. Estas distinguem-se das ancoragens por não serem pré-esforçadas.

Os materiais constituintes das pregagens podem ser de vários tipos de aço, com vários diâmetros e resistências. Existem normas que definem o tipo de aço e as características admissíveis na execução de ancoragens.

As pregagens podem ser dispostas no maciço de diversas formas. A colocação das pregagens é definida pelo tipo de malha, que pode ser simples (Figura 60a) ou em quincôncio (Figura 60b), podendo ter diferentes distâncias, na horizontal e na vertical, entre os vários elementos. Na Tabela 19 encontram-se representados algumas disposições das pregagens (Sabatini et al. 1999).

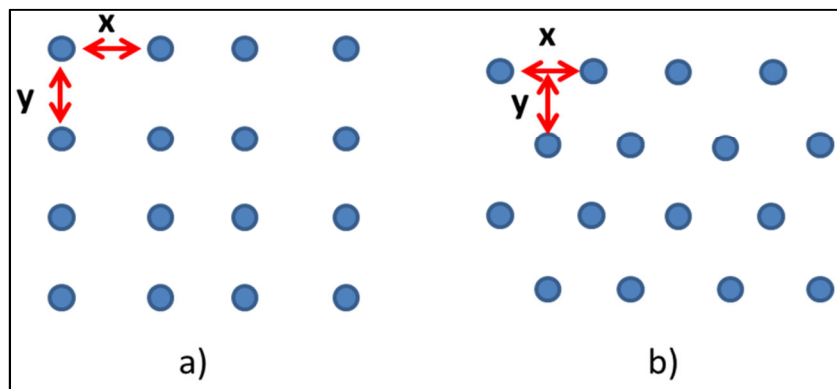


Figura 60 - Representação da malha a) simples e em b) quincôncio.

Tabela 19 - Disposição de pregagens no maciço.

Malha Simples/Quincôncio
1x1
1,25x1,25
1,5x1,5
2x2
2,5x2,5
3x3
5x5

O dimensionamento de pregagens envolve vários processos passando por ensaios de laboratório, estudo da capacidade dos varões, dimensionamento da malha, etc. No entanto é possível fazer uma análise simplificada do pré-dimensionamento dos elementos de reforço a partir de programas de cálculo (nomeadamente partir dos *softwares Slide 5.0* e *RocPlan 2.0* da *Rocscience*®), de forma a ter noção da viabilidade do processo e obter alguns parâmetros. É possível definir, de forma simplificada, o dimensionamento de pregagens nos seguintes passos:

- 1) Cálculo da força total necessária para estabilização do maciço - T, de forma a que seja garantido o fator de segurança pré-definido;
- 2) Definição do tipo de aço e do diâmetro dos varões;
- 3) Cálculo do comprimento do varão;
- 4) Definição da malha.

6.3.3 Muros e elementos de contenção

Os muros de contenção constroem-se junto ao pé do talude e atuam como elementos resistentes, de contenção ou sustimento, sendo efetivos frente a instabilidades superficiais. Existem diferentes tipos de muros, para diferentes casos de estabilização. Entre os diferentes tipos de muros existentes, destacam-se os muros de gabiões e os muros de terra armada (Figura 61) (Vallejo et al., 2002).



Figura 61 - Muros de Gabião (em cima) (Fine Mesh Metals, 2013) e muros de terra armada (em baixo) (Cost effective Technology, 2013).

6.3.4 Drenagem

A drenagem tem como objetivo eliminar a água presente no talude, de forma a dissipar as pressões intersticiais que atuam como fator instabilizador. Além disso a água diminui as propriedades resistentes de alguns materiais. De uma forma geral, a água é o principal agente instabilizador nos taludes e portanto a implementação de sistemas de drenagem deve ser considerada independentemente da medida de estabilização adotada (Vallejo et al., 2002).

A drenagem de taludes pode ser superficial ou profunda. A drenagem superficial tem por objetivo evitar que a água se infiltre no talude, que leva ao aumento das pressões intersticiais que aumentam a instabilidade. Este tipo de drenagem é essencialmente preventiva. Por outro lado, a drenagem profunda tem como objetivo evacuar a água presente no interior do talude, este tipo de drenagem consiste, na maior parte das vezes, em rebaixar o nível freático. Na Figura 62 encontram-se representadas algumas medidas de drenagem superficial e profunda, comuns em taludes (Benta, 2012).

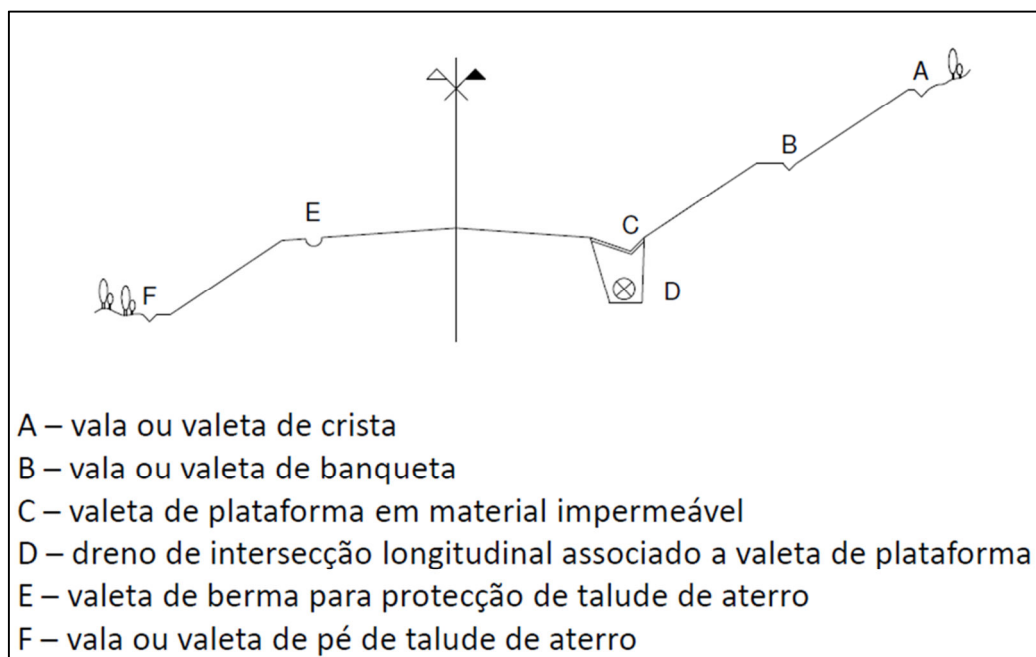


Figura 62 - Medidas de drenagem em taludes (Benta, 2012).

6.3.5 Medidas de proteção superficial

As medidas de proteção superficial têm como objetivo eliminar problemas de queda de blocos, promovidos por exemplo por fenómenos de *toppling*, aumentar a segurança do talude relativamente a roturas superficiais, evitar/diminuir os problemas associados à erosão e meteorização do talude, e evitar a entrada de água no talude. A eliminação/diminuição destes problemas é obtida geralmente através das seguintes medidas (Ortigão & Sayão, 1999):

- Instalação de redes metálicas;
- Betão projetado na face do talude;
- Construção de muros de revestimento no pé do talude;
- Instalação de materiais geotêxteis;
- Implementação de vegetação;
- Preenchimento de fissuras;
- Impermeabilização.

Entre as várias medidas, destacam-se a utilização de redes metálicas para dissipar problemas associados à rotura por *toppling* e à queda de blocos (Figura 63). Estas redes podem ou não ser combinadas com um sistema de ancoragens, de forma a abranger diversos tamanhos de fragmentos que se possam desprender do talude (Figura 64). Para além da utilização de redes metálicas é comum, quando estas não são suficientes para estabilização, recorrer à projeção de betão e/ou à instalação de um sistema de ancoragens (Figura 65).

Existem várias combinações possíveis, entre as várias medidas de estabilização existentes, em função do tipo de material que constitui o talude, dos materiais disponíveis, do risco associado às instabilidades, etc.



Figura 63 - Estabilização do fenómeno de *toppling* com recurso a rede metálica (Mota-Engil, 2013).



Figura 64 - Combinação de várias medidas de estabilização: ancoragens e rede metálica (Hebei PengRui Wire Mesh Manufacture Co., 2013).



Figura 65 – Implementação de betão projetado (Verlag Dashöfer, 2013).

Capítulo 7 Estudo de Caso – Corredor de Nacala (secção 3A)

7.1 Enquadramento e Objetivos

O projeto Corredor de Nacala consiste na construção de linhas de caminho de ferro, bem como na reabilitação de algumas linhas previamente existentes, entre Moatize (Província de Tete) e o Porto do Nacala (Moçambique), atravessando a zona sul do Malawi. Adjacente à construção da linha de caminho de ferro está a construção de taludes em escavação e aterro, estruturas típicas da maioria das obras ferroviárias.

No total, a linha apresenta uma extensão aproximada de 1000 kms, que se dividem em 6 secções, sendo as secções 3 e 5 as que atravessam o Malawi (Figuras 66 e 67). Inicialmente, a linha encontrava-se dividida em 9 secções, mas foi posteriormente reduzida para 6, através da incorporação das secções 1 e 4 nas secções 2 e 3, respetivamente.

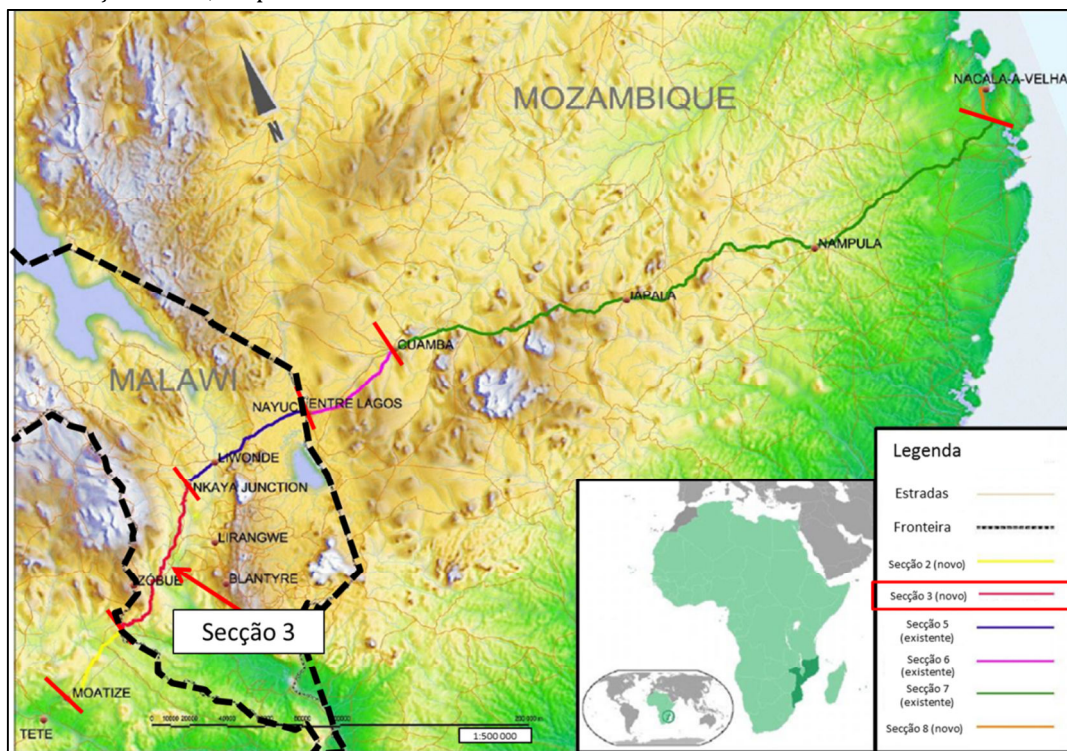


Figura 66 - Representação, em planta, da linha de caminho de ferro com indicação das secções do Corredor de Nacala, representadas a diferentes cores.

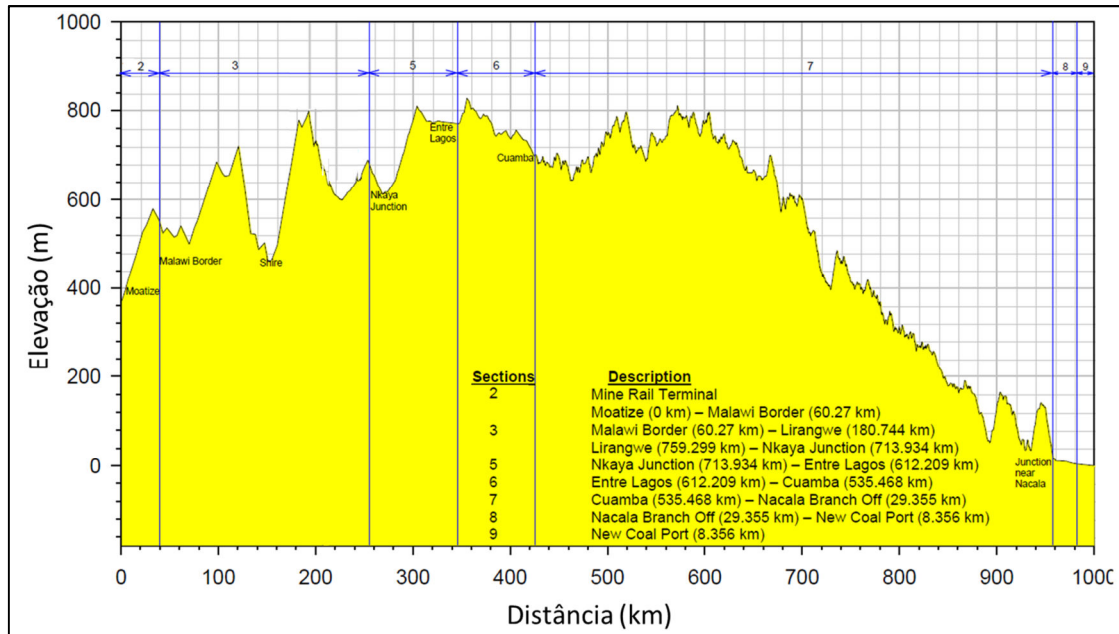


Figura 67 - Representação, em perfil, das secções do Corredor de Nacala.

A secção 3 corresponde a um dos troços cujo objetivo é construir uma linha de caminho de ferro de raiz. Esta secção encontra-se subdividida em troços com designação de A a E. O troço analisado nesta dissertação encontra-se dentro da secção 3A, mais precisamente entre o Pk 70+000 e 75+000.

A zona de estudo corresponde a um troço em que foi solicitado pelo cliente uma reavaliação do projeto inicial, que consistia maioritariamente em trabalhos de terraplanagem, ou seja, assentaria na execução de um aterro na parte externa da encosta, ligeiramente encastrado na mesma, e suportado por um muro em terra armada. A necessidade de reavaliação do projeto advém de situações pouco vantajosas que possam ocorrer durante a construção e ao longo da própria vida útil da obra. Entre as várias situações, destacam-se as seguinte:

- A necessidade de recorrer a terras de empréstimo para a execução dos aterros;
- Deficiências ou anomalias associadas ao sistema de drenagem que podem provocar consequências sérias ao nível da estabilidade dos aterros, como consequência de chuvas torrenciais e não só. Para além disso, de forma a precaver possíveis instabilidades do aterro devido às referidas chuvas, seria necessário instalar um sistema de drenagem bem mais complexo do que os sistemas de drenagem habituais, o que representa maiores custos;
- A necessidade de recorrer a sistemas de contenção, nas zonas de fundação dos aterros, para considerar a sobrecarga dos mesmos sobre o terreno natural;
- A localização da obra na zona do rifte do Leste africano, onde é comum a existência de vários sistemas de falhas, o que se traduz numa sismicidade frequente (Plummer & Carlson, 2007). Neste contexto, e em termos de estabilidade global, o desligamento estrutural entre o aterro e a encosta natural, constitui um ponto de fragilidade a considerar;
- O trabalho de terraplenagem implica a sua execução em tempo seco, o que se traduz numa influência considerável do tempo de execução, aumentando-o relativamente ao prazo de execução previsto.

Desta forma, a partir da análise dos pontos referidos anteriormente, propuseram-se as alterações de seguida apresentadas. Propôs-se antes de mais a ripagem da via em cerca de 25m, o que permite a realização da maioria da obra em escavação, com as seguintes vantagens:

- Não há necessidade de recorrer a terras de empréstimo;
- Não dificulta o livre curso das águas;

- Elimina a possibilidade de desligamento estrutural entre o maciço natural e o aterro, havendo ainda vantagens na resposta da escavação relativamente à ação sísmica;
- Permite a realização de trabalhos durante a estação chuvosa, com precipitação de leve a moderada;
- A execução da escavação não se prevê complicada e a sua estabilidade poderá ser, fundamentalmente, assegurada através da geometria e da introdução de elementos de reforço.

Expostos os problemas, a possível solução e as vantagens associadas, o objetivo deste trabalho consiste essencialmente em estudar a viabilidade das soluções propostas, isto é dimensionar e analisar a estabilidade dos taludes em escavação e em aterro e, quando necessário, estudar possíveis soluções de contenção e reforço.

7.1.1 Geologia

Geologicamente, o Malawi enquadra-se essencialmente na cintura orogénica do Pré-Câmbrico, a que se sobrepõem os corpos sedimentares do Permo-Triássico, intruídos por rochas magmáticas do Mesozóico e cortados pelo sistema de falhas associado ao rifting do Cenozóico, que levou à formação do lago Malawi.

Podem distinguir-se cinco unidades geológicas principais, são estas: o Complexo Basal, o Sistema Karoo, a Província Alcalina de Chilwa, as Formações do Jurássico Superior até ao Cretácico; e as Formações do Terciário e do Quaternário (Figura 68). As unidades são caracterizadas essencialmente por (Mining, 2009):

- O Complexo Basal – Constituído por uma variedade de rochas metamórficas de origem sedimentar e vulcânica, formadas entre o Pré-Câmbrico e o Paleozóico. As rochas metamórficas referem-se a gneisses e xistos.
- O sistema Karoo – Caracterizado por corpos sedimentares que assentam de forma discordante sobre gneisses cristalinos e corpos ígneos.
- Província alcalina de Chilwa – Caracterizada por plutões, graníticos e sieníticos, intruídos por vários diques durante a atividade vulcânica do Mesozóico.
- Formações do Jurássico superior até ao Terciário/Quaternário – As formações de idade jurássica referem-se essencialmente a rochas sedimentares friáveis. O Quaternário caracteriza-se por vários depósitos aluvionares e coluvionares. Os solos coluvionares, e ainda os solos residuais existentes, cobrem uma vasta área da parte oeste no país.

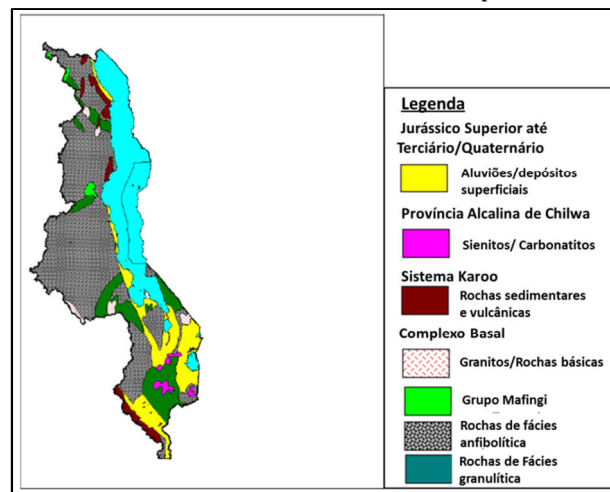


Figura 68 - Mapa generalizado da geologia do Malawi (Mining, 2009).

Na área em estudo da secção 3A, aproximadamente a partir do Pk 70+000, a geologia é dominada por gneisses graníticos (Figura 69), essencialmente biotíticos e com hornblenda, pertencentes ao

Complexo Basal. Estes gneisses são ocasionalmente cortados por diques psamíticos com tendência NW-SE, seguindo uma tendência com a falha de Mwanza.



Figura 69 - Fotografia de gneisse granítico (Mota-Engil, 2012).

Sobre os materiais gneissicos assentam solos coluvionares com granulometria variada, desde fina a grosseira. Há também ocorrência de solos residuais gneissicos, com maior evidência em algumas zonas, com aproximadamente 3 a 5m de espessura. Junto às linhas de água, evidenciam-se solos aluvionares, com uma espessura máxima de 3m. Os solos sedimentares, coluvionares e aluvionares, são geralmente siltosos podendo ocasionalmente ocorrer de forma mais grosseira, como areais e cascalhos. Estes materiais mais grosseiros caracterizam-se por conterem um elevado teor em micas. Os solos residuais são representados por minerais de argila resultantes da hidrólise do feldspato potássico e sódico, e ainda pela oxidação da biotite. Por outro lado, ainda nos solos residuais, o quartzo e a moscovite mantêm-se quase que inalterados, uma vez que correspondem a minerais quimicamente estáveis à superfície. No entanto, como é comum neste tipo de materiais, encontram-se alguns fragmentos e outras evidências da rocha-mãe.

Em geral, a sequência local é composta por:

- Uma camada de solo residual que pode ser por vezes sobreposta por uma fina camada (<1m) de solo transportado, cujo conjunto é normalmente inferior a 5m de espessura (Figura 70).
- Maciço decomposto (W5) a muito alterado (W4), em que ainda é visível a macroestrutura (descontinuidades) (Figura 71);
- Maciço pouco (W2) a medianamente alterado (W3) (Figura 69).



Figura 70 - Solo residual (Mota-Engil, 2012).



Figura 71 - Maciço decomposto (W5) a muito alterado (W4) (Mota-Engil, 2012).

Em termos de geologia estrutural, a área de estudo encontra-se numa zona tectonicamente ativa, marcada por um sistema de falhas associado ao rifte do Leste africano (Figura 75). Este sistema de falhas, com tendência NW-SE, encontra-se representado na secção 3A pela falha de Mwanza e outras que lhe são paralelas. Conjugadas com o sistema de falhas de Mwanza ocorrem algumas falhas aproximadamente perpendiculares a estas, com orientação aproximada de NE-SW, que são comuns em zonas de formação de riftes (Figura 73) (Plummer & Carlson, 2007).

As rochas metamórficas apresentam uma foliação bem marcada e alguma fraturação, com orientação semelhante ao sistema de falhas já referido. Estes gneisses evidenciam ainda a presença de microdobras e micro-falhas, mais evidentes nos veios pegmatíticos existentes.

De uma forma geral, o grau de alteração do maciço gneissico é bastante avançado (descritos como W4, W4-5 e também W5).

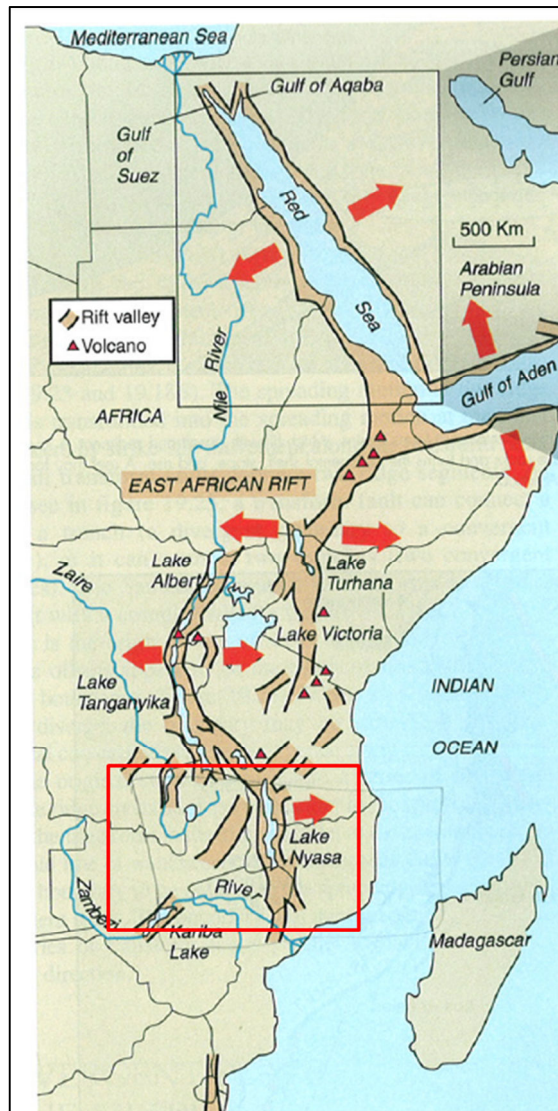


Figura 72 - Rift do Leste africano. A zona de estudo encontra-se dentro da área delimitada a vermelho (Plummer & Carlson, 2007).

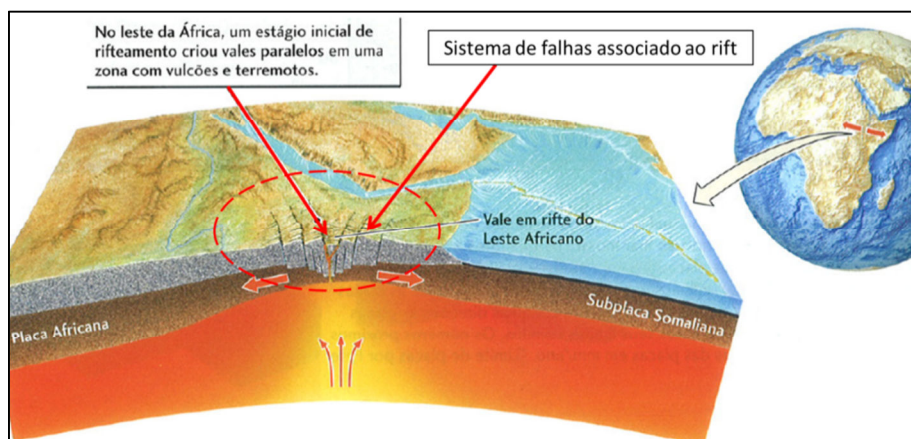


Figura 73 - Representação do sistema de falhas associado ao rift (Press et al., 2007).

7.1.2 Clima

O clima na área de Mwanza, do Sul do Malawi, é caracterizado por temperaturas bastante elevadas sendo que, na época no Verão, as temperaturas podem atingir os 45°C. Nos meses de inverno, as temperaturas são bastante mais baixas, rondando os 20°C nos meses de julho a agosto. Geralmente o clima é bastante seco nos meses de inverno, embora ocasionalmente se registem fenómenos também alguma precipitação intensa. A época de precipitação regista-se entre os meses de janeiro e abril, quando os ventos de Sudeste prevalecem (Figura 74).

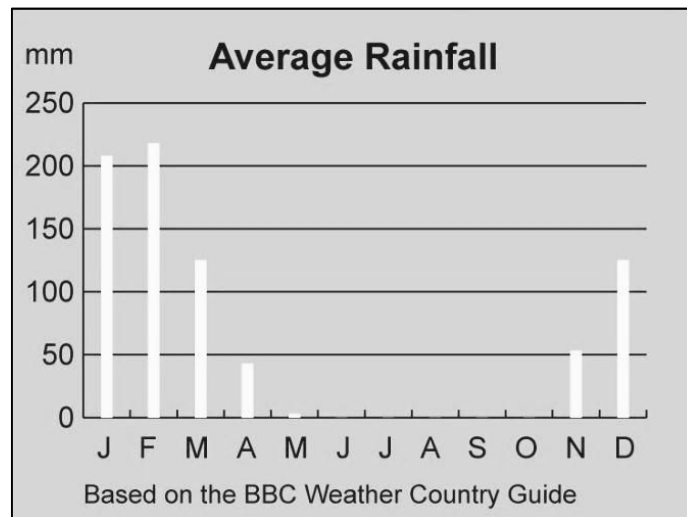


Figura 74 - Precipitação média no Malawi, ao longo dos meses do ano (Hunger, 2013).

7.1.3 Hidrogeologia

A geologia e o clima são responsáveis por um sistema hidrogeológico caracterizado por percolação de água pelos maciços porosos e fraturados. A permeabilidade dos solos transportados e residuais, e eventualmente dos maciços com possível comportamento terroso (Maciço classificados como W4-5 (IGMs)), é controlada pela porosidade dos mesmos. A permeabilidade de maciços rochosos, pouco a medianamente alterados, é controlada pelas fraturas que constituem estes maciços.

7.1.4 Topografia

A secção 3A caracteriza-se por um relevo topográfico montanhoso, isto é com zonas montanhosas, embora seja possível encontrar zonas de planície. As zonas de maior altitude podem mesmo ultrapassar os 700m.

7.2 Campanha de prospeção

As campanhas de prospeção realizadas ao longo do traçado da linha, nas zonas de escavação e construção de aterro envolveram vários ensaios *in situ* e de laboratório (Tabela 20). A empresa Mota-Engil não realizou os ensaios descritos, apenas lhe foram cedidos os resultados obtidos de forma a poder proceder ao estudo da solução proposta. Para além disso, não foram cedidas as normas seguidas para a realização dos ensaios à execução do ensaio de carga pontual, cujo este foi realizado por uma empresa diferente dos restantes ensaios, em que a norma utilizada foi a da ISRM (1972).

Tabela 20 - Ensaios realizados e respetiva quantidade.

Número de Poços e Sondagens realizados entre o Pk 70+000 e 75+000	
Poços de Prospeção	15 (identificados como 4GT...)
Sondagens	15 (identificadas como 4GB...)
Número de ensaios realizados entre Pk 70+000 e 75+000	
Resistência à Compressão Simples	19
Ensaio de Compressão Diametral	17
Ensaio de Carga Pontual (<i>in situ</i>)	69
<i>Tilt Test</i>	19
Martelo de Schmidt	3
Corte Direto	4
Caracterização Granulométrica	17
Limites de Atterberg	17

7.3 Apresentação e tratamento de dados

Tendo em conta os vários ensaios realizados apresentam-se de seguida os resultados obtidos após algum tratamento estatístico, ou seja a média e/ou mediana dos valores obtidos. A apresentação dos resultados das amostras ensaiadas é feita em função do grau de meteorização da amostra, representativa do maciço.

7.3.1 Resistência à Compressão Simples

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples, realizados na matriz rochosa, apresentam-se na Tabela 21 bem como, a litologia, a sondagem da qual foi obtida e a profundidade de recolha das amostras ensaiadas.

Tabela 21 - Apresentação dos resultados obtidos do ensaio de resistência à compressão simples.

Grau de alteração correspondente (W)	Sondagem	Profundidade (m)	Resistência à compressão simples - σ_{ci} (MPa)	Litologia
W1-2	4GB070-01	36,6	111,5	Gneisse
	4GB070-16	20,1	63,9	
	4FB070-01	4,9	104,5	
	4GB070-01	22,3	231,1	
		22,6	250,9	
		23,8	28,7	
	4GB070-03	18,7	86,3	
	4GB070-05	6,1	251,7	
		13,7	158,4	
		19,7	219,8	
	4GB070-21	23,9	135,8	
		15,6	200,7	
		25,7	90,1	
	4GB070-35	34,9	88,2	
		14,9	190,1	
	4GB070-37	19,8	180,0	
Média	-	-	149,5	
Mediana	-	-	147,1	
W3	4GB070-16	13,9	63,0	
	4GB070-17A	25,3	58,7	
Média	-	-	60,9	
W4-5	4GB070-21	13,1	12,7	

7.3.2 Ensaio de Compressão Diametral

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão diametral apresentam-se na Tabela 22 bem como, a litologia, a sondagem da qual foi obtida e a profundidade de recolha das amostras ensaiadas.

Tabela 22 - Apresentação dos resultados obtidos do ensaio de compressão diametral.

Grau de alteração correspondente (W)	Sondagem	Profundidade (m)	Resistência à compressão diametral (MPa)	Litologia
W1-2	4GB070-01	33,6	15,6	Gneisse
	4GB070-16	24,7	9,5	
	4GB070-01	29,1	19,0	
	4GB070-03	5,3	7,5	
	4GB070-05	9,8	8,2	
		17,5	16,4	
	4GB070-35	39,9	15,8	
			12,9	
			8,8	
	4GB070-37	15,8	8,2	
		18,4	15,8	
Média	-	-	12,5	
Mediana	-	-	12,9	
W3	4GB070-16	11,6	9,3	
	4GB070-17A	17,1	7,3	
		24,5	12,8	
	4GB070-21	16,1	11,8	
		21,3	10,7	
	4GB070-35	8,3	10,6	
Média	-	-	10,4	
Mediana	-	-	10,6	

7.3.3 Ensaio de carga pontual (*Point Load Test*)

Os resultados obtidos nos ensaios de carga pontual apresentam-se nas Tabela 23, Tabela 24 e Tabela 25 bem como, a litologia, a sondagem da qual foi obtida e a profundidade de recolha das amostras ensaiadas. O ensaio foi realizado segundo a norma da ISRM (1972).

Tabela 23 - Dados obtidos do ensaio de Carga Pontual.

Grau de alteração correspondente (W)	Sondagem	Profundidade (m)	Is ₅₀ (Diametral) (MPa)	Is ₅₀ (Axial) (MPa)
W1-2	4GB070-01	34,2	3,5	1,8
		37,3	8,6	10,8
	4GB070-16	22,6	6,1	1,1
	4FB070-01	4,9	8,1	5,1
		5,8	8,9	6,8
	4FB070-02	7,1	4,1	-
		7,5	3,9	4,1
		9,1	4,0	-
		10,3	8,2	-
	4GB070-01	20,0	3,6	3,9
		25,1	3,3	2,8
		29,5	6,6	6,4

Tabela 24 (cont.) - Dados obtidos do ensaio de Carga Pontual.

W1-2	4GB070-21	24,7	3,9	-
	4GB070-35	18,0	2,6	-
		27,5	3,4	2,7
		32,6	7,9	8,8
		36,9	9,3	6,4
		39,5	8,3	4,7
		14,1	7,6	4,5
	4GB070-37	17,1	9,4	3,4
		19,8	7,6	4,0
		16,9	10,1	7,9
	4GB070-16	19,9	2,4	-
		24,4	1,9	2,8
	4GB070-34	29,2	6,1	2,9
			4,9	3,8
Média	-	-	5,9	4,7
Mediana	-	-	6,1	4,1
W2-W3	4GB070-01	6,9	2,0	-
		11,1	3,6	1,2
		16,1	3,2	-
	4GB070-02	2,9	1,9	-
		5,1	4,4	3,6
	4GB070-03	4,5	0,8	0,9
		7,2	1,4	-
	4GB070-05	3,3	6,9	1,4
		7,5	4,3	2,9
		11,5	5,7	4,8
		16,1	2,8	4,9
		18,4	6,2	3,3
Média	-	-	3,9	3,2
Mediana	-	-	3,7	3,3
W3	4GB070-01	3,4	0,5	0,3
	4GB070-15	11,0	3,8	-
		14,1	2,3	4,5
		15,9	1,0	0
		20,8	0,1	-
	4GB070-16	5,9	0,9	1,0
		9,8	3,7	-
		13,7	4,6	1,6
	4GB070-17A	9,8	1,0	0,9
		15,2	1,9	0,7
		16,9	1,2	0,4
		22,6	2,8	-
		26,9	1,7	-
	4GB070-21	19,7	1,3	1,2
	4GB070-34	17,4	8,9	4,2
		20,2	6,0	-
	4GB070-35	3,8	4,6	2,9
		6,2	2,5	4,2
		11,2	4,1	1,6
		14,9	4,2	7,7
	4GB070-36	7,6	1,4	0,7
Média	-	-	2,8	2,1
Mediana	-	-	2,3	1,2

Tabela 25 (cont.) - Dados obtidos do ensaio de Carga Pontual.

W4-5	4GB070-15	4,3	2,4	-
	4GB070-21	11,7	1,1	1,7
		15,3	1,3	0,8
	4GB070-34	5,5	2,9	1,7
		9,9	2,2	1,0
		4,7	0,2	0,4
	4GB070-36	10,2	3,4	1,4
		11,6	1,4	1,3
		3,5	0,5	0,3
	4GB070-37	8,2	1,7	1,1
Média	-	-	1,7	1,3
Mediana	-	-	1,6	1,1

7.3.4 Tilt test

Os resultados e tratamento de dados dos ensaios de *tilt test* apresentam-se na Tabela 26.

Tabela 26 - Resultados dos ensaios de *tilt test*.

Grau de alteração correspondente (W)	Sondagem	Ângulo de atrito de base - ϕ_b (°)	Litologia
W1-2	4GB070-01	35	Gneisse
		30	
		29	
		30	
		30	
		29	
		32	
		29	
Média	-	31	Gneisse
Mediana	-	30	

7.3.5 Ensaio do martelo de Schmidt

Os resultados dos ensaios do Martelo de Schmidt apresentam-se na Tabela 27, bem como o número de medições efetuadas. Não foram cedidos os valores dos ressaltos, mas sim os valores (médios) finais de resistência à compressão simples nas superfícies de descontinuidade. Os ensaios realizaram-se considerando o grau de meteorização e não a família de descontinuidade.

Tabela 27 - Resultados dos ensaios deduzidos do martelo de Schmidt.

Grau de alteração correspondente (W)	Número de medições efetuadas	Resistência à compressão simples da superfície de descontinuidade – JCS (MPa)	Resistência à compressão simples numa superfície sã – σ_c (MPa)
W1-W2	30	204,2	250,0
W3	55	55,1	
W4-5	50	10,1	

7.3.6 Ensaio de corte direto

Os ensaios de corte direto foram realizados em solos residuais. Na Tabela 28 apresentam-se os resultados do ensaio de corte direto realizados.

Tabela 28- Resultados dos ensaios de corte direto executados em solos residuais.

Poços de sondagem	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)
4GT060-11	37	0
4GT090-02	36	15
4GT090-03	29	5
4GT090-06	31	20
Média	33	10
Mediana	34	10

7.3.7 Caracterização granulométrica e limites de Atterberg.

Os ensaios realizados em solos consistiram na caracterização granulométrica e na determinação dos Limites de Atterberg. Os resultados apresentam-se na Tabela 29.

Tabela 29 - Dados dos ensaios realizados em solos.

Poço de Sondagem	Profundidade de recolha da amostra (m)	Limite de Liquidez (W _L)/Limite de Retração (W _S)/Índice de plasticidade (I _P) (%)	% Passados no peneiro #200 (0,075mm)	% Retidos no peneiro de malha de 19mm (3/4")	Classificação Unificada	Densidade (kN/m³)
4GT060-01	0,70-2,30	30/5/9	27		SC	--
4GT060-02	0,20-2,90	30/6/10	43		SC	--
4GT060-03	0,15-1,25	27/5/10	17		SC	--
4GT060-04	0,10-1,10	27/5/9	12		SC	--
4GT060-10	0,21-1,40	31/7/13	66		CL	--
4GT060-11	0,00-0,80	32/5/9	48		SC	--
4GT090-02	0,25-3,40	NP/0/NP	27		--	--
4GT090-03	0,00-3,00	31/4,5/23	43		--	--
4GT090-06	0,15-1,85	61/10,5/31	55		CH	--
4GT060-05	0,00-0,40	42/13/25	19		GC	20,06
4GT060-05	0,40-1,80	31/7/14	19		GC	19,49
4GT060-07	0,50-1,80	28/5/9	63		GC	20,42
4GT060-09	0,40-3,00	31/7/14	83		CL	19,43
4GT080-04	0,35-1,20	21/5/8	37		SC	18,90
4GT080-04	1,20-1,90	NP/0/NP	8		SM	18,52
4GT080-05	0,00-0,34	21/5/3	25		SC	18,88
4GT080-05	0,34-2,55	23/4/8	15		SC	19,26
Média	--	--	--	--	--	19,37
Mediana	--	--	--	--	--	19,35

7.3.8 Resumo dos ensaios realizados em rocha

A partir da análise dos resultados obtidos dos ensaios de resistência à compressão simples, de carga pontual (*Point Load Test*) e de resistência à compressão diametral foi possível construir uma tabela com os valores que caracterizam os maciços rochosos, em função do seu grau de meteorização (Tabela 30). Os ensaios de *tilt test* e do martelo de Schmidt referem-se à caracterização das descontinuidades e por isso não são incluídos nesta tabela. A caracterização das descontinuidades é feita nos capítulos 7.5 e 7.6.

Tabela 30 - Atribuição de valores modelo para o maciço rochoso, em função do seu grau de meteorização. Os valores apresentados correspondem à mediana e ao intervalo de valores para qual o parâmetro pode variar.

Grau de meteorização do maciço (W)	Resistência à compressão simples da matriz rochosa - σ_{ci} (MPa)	I_{S50} Diametral (MPa)	I_{S50} Axial (MPa)	Resistência à compressão diametral (MPa)
W1-W2	147,1 [85-250]	6,1 [2-10]	4,1 [2-11]	12,9 [8-16]
W3	60,9 [55-65]	2,3 [0-9]	1,2 [0-8]	10,6 [7-12]
W4-W5	12,7 [<20]	1,6 [0-3]	1,1 [0-2]	-

7.4 Zonamento geotécnico

O zonamento geotécnico tem como principal objetivo parametrizar e definir as espessuras dos diferentes materiais. O zonamento geotécnico foi elaborado pela empresa Mota-Engil e cedido pela mesma para o presente estudo de caso.

Os perfis dos taludes foram efetuados, a partir das sondagens realizadas ao longo do traçado da linha, para as secções de traçado que apresentam as características potencialmente mais críticas aquando dos trabalhos de escavação, isto é com maior altura e propriedades resistentes piores dos materiais. Os perfis encontram-se disponíveis no anexo I.

A parametrização dos materiais rochosos foi efetuada com base nas sondagens, nos ensaios de resistência à compressão simples e nas classificações geomecânicas de seguida apresentadas. A partir das sondagens foi possível parametrizar as características das descontinuidades que permitiram posteriormente, conjuntamente com os ensaios de resistência à compressão simples (apresentados no capítulo 7.3.1), classificar o maciço rochoso. A classificação usada correspondeu ao GSI.

Para maciços classificados como W1-2, em que a resistência à compressão simples representativa é de 147,1MPa, o RQD é aproximadamente de 50-75%. As descontinuidades presentes neste tipo de maciços encontram-se, de uma maneira geral, sem preenchimento. Assim, adotou-se um intervalo de RMR entre [55-65], que por sua vez nos permitiu definir um intervalo entre [50-60], para o valor de GSI.

Para maciços classificados como W3, o intervalo de RMR encontra-se entre [45-55] o que corresponde a um intervalo para o GSI entre [40-50]. Estes valores, ligeiramente inferiores aos obtidos para maciços classificados como W1-2, devem-se principalmente à diminuição da resistência à compressão do maciço e ao preenchimento silteoso entre as superfícies de descontinuidade.

Para maciços rochosos que apresentam maior grau de meteorização, isto é classificados como W4-5, o intervalo de RMR representativo corresponde entre [35-45], o que nos permite obter um intervalo de GSI entre [30-40]. Estes valores refletem essencialmente a diminuição significativa da resistência à compressão do maciço, à menor rugosidade das superfícies de descontinuidade e ao preenchimento silteoso entre estas superfícies.

A partir da classificação GSI e da resistência à compressão simples, recorrendo ao *software RocLab 1.031 da Rocscience®*, foi possível estimar os parâmetros de resistência - c' e ϕ' , em função do grau de meteorização do maciço rochoso (Tabela 31). Considerou-se um $m_i = 28$ (valor correspondente ao gneisse), parâmetro que depende do tipo de rocha e que se encontra definido na literatura (Hoek & Brown, 1997). Também se recorreu à literatura para definição dos valores de peso volúmico (Farmer, 1968; Rahn, 1986; Goodman, 1989; & Waltham, 1999).

Tabela 31 - Parâmetros resistentes e peso volúmico para os maciços rochosos classificados como W1-2 a W4-5.

Grau de Meteorização (W) - Horizonte geotécnico (G)	RMR	GSI	Resistência à compressão simples da matriz rochosa - σ_{ci} (MPa)	Peso volúmico - γ (kN/m ³)	Parâmetro em função do tipo de rocha - m_i	Coesão - c' (kPa)	Ângulo de atrito - ϕ' (°)
W1-2 (G5)	55-65	50-60	147	25	28	1100-1600	54-56
W3 (G4)	45-55	40-50	61			600-700	46-49
W4-5 (G3)	35-45	30-40	13			200-300	33-36

Relativamente à parametrização dos solos e IGMs, devido à falta de sondagens e ensaios sobre estes materiais (apenas se realizaram ensaios de corte direto sobre os solos residuais), recorreu-se à literatura e à experiência existente com materiais semelhantes, nomeadamente no trabalho desenvolvido por Cruz (2010). Apesar de ter sido planeada uma campanha de prospeção, de forma a confirmar os valores estimados a partir da literatura, os resultados não foram obtidos a tempo da conclusão desta dissertação.

A partir dos ensaios de corte direto realizados sobre solos residuais, e tendo em conta a literatura (Cruz, 2010) é possível assumir, para os parâmetros resistentes, os seguintes intervalos: coesão entre [5-20] kPa e o ângulo de atrito entre [32-37]°. Relativamente ao peso volúmico dos solos residuais, adotou-se o valor (arredondado) obtido dos ensaios realizados em solos (apresentados em 7.3.7), de 20kN/m³. Este valor é concordante com os obtidos em estudos com materiais semelhantes por Cruz (2010).

Para materiais classificados como IGMs, uma vez que não foram realizados quaisquer ensaios ou sondagens sobre estes materiais, recorreu-se somente à literatura para os parametrizar. Assim, segundo o que é descrito por Cruz (2010), podem definir-se os seguintes intervalos para aos parâmetros resistentes: coesão entre [10-50] kPa e ângulo de atrito [35-40]°. Relativamente aos valores para o peso volúmico, adotou-se um valor aproximado de 22kN/m³ (Tabela 32) (Cruz, 2010).

Tabela 32 - Parâmetros resistentes e peso volúmico para solos residuais e IGMs.

	Peso volúmico - γ (kN/m ³)	Coesão - c' (kPa)	Ângulo de atrito - ϕ' (°)
W4-5 (IGMs) (G3)	22	10-50	35-40
Solos Residuais (G2)	20	5-20	32-37

De notar que foram realizadas poucas sondagens ao longo do traçado da linha e por isso é bastante importante que se acompanhem os trabalhos de escavação e aterro, de forma a confirmar os parâmetros assumidos. Uma vez que não existem ensaios e sondagens que permitam caracterizar com segurança os solos residuais e IGMs, procedeu-se ao planeamento de uma nova campanha de sondagens, cujos resultados não foram obtidos a tempo da conclusão desta dissertação.

7.5 Levantamento e tratamento de dados da rede de descontinuidades

De forma a obter a melhor caracterização possível das descontinuidades efetuou-se um levantamento da rede de descontinuidades existente na zona. O levantamento das várias características das descontinuidades foi efetuado a partir de uma saída de campo, através da observação e medição direta, como também dos carotes obtidos das sondagens.

Aquando da saída de campo realizaram-se 357 medições de orientação das descontinuidades. De seguida, a partir deste levantamento da orientação das descontinuidades projetaram-se as medições

no *software* Dips 5.0 da *Rocscience®*, de forma a efetuar uma análise estatística que permite definir a predominância, a orientação média e a variação de cada família de descontinuidade (Figura 75).

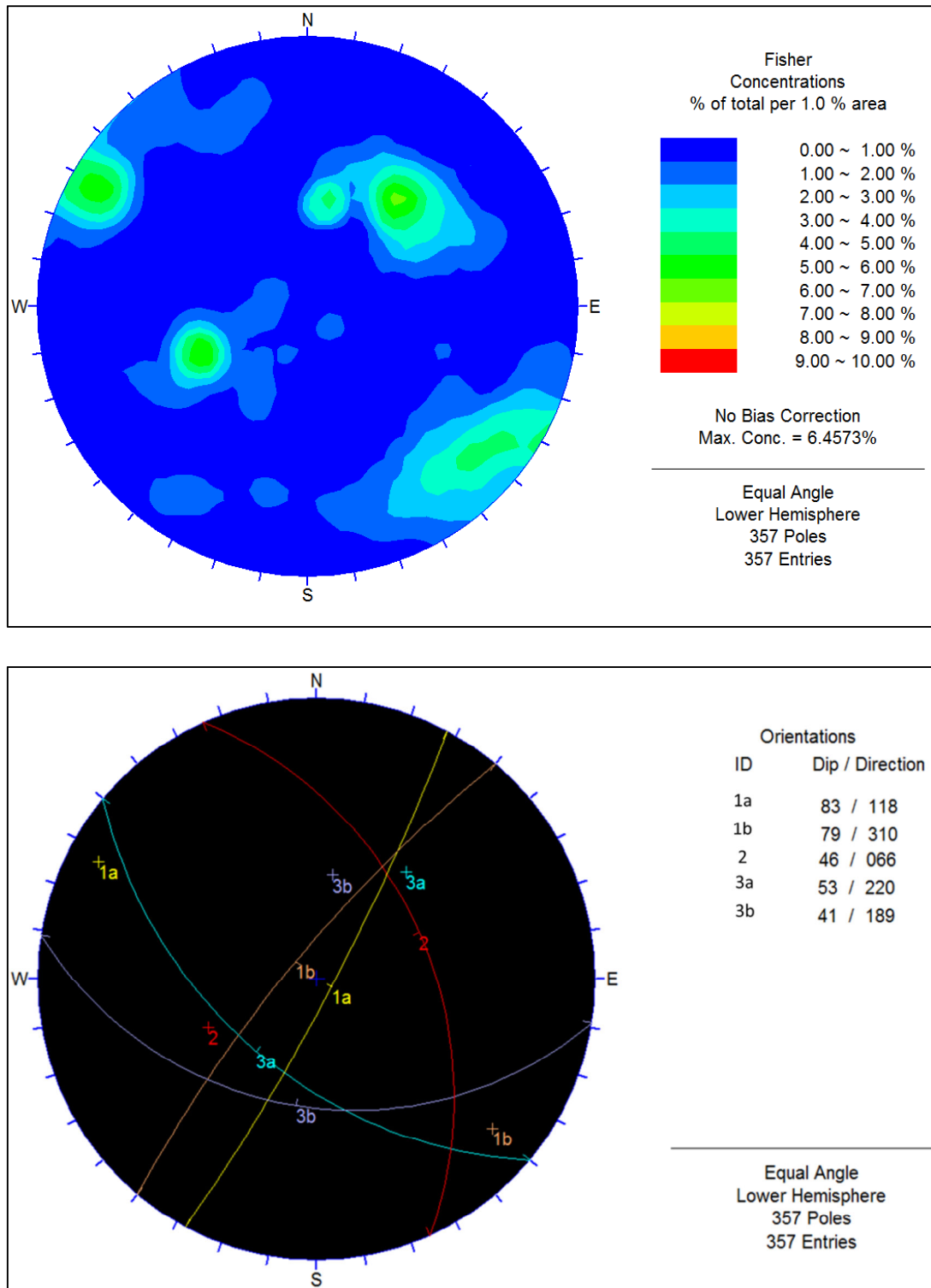


Figura 75 - Projeção estereográfica. Predominância e variação das famílias de descontinuidade (em cima); orientação média, e identificação dos polos e planos, das famílias de descontinuidade (em baixo).

Feita a análise estatística foi possível definir a orientação média das 3 principais famílias de descontinuidade, sendo que em duas delas se podem identificar duas subfamílias (famílias 1 e 3) (Tabela 33).

Tabela 33 – Orientação média das 3 famílias de descontinuidade.

Família		Orientação		Descrição
		Inclinação (°)	Direção (°)	
1	1a	83	118	Família de descontinuidade subvertical, dividida em duas subfamílias.
	1b	79	310	
2		46	066	Família de descontinuidade quase perpendicular à família 1.
3	3a	53	220	Família de descontinuidade associada aos planos de xistosidade dos gneisses.
	3b	41	189	

A partir da referida análise foram ainda definidas as linhas de interseção e respetivas orientações, entre as várias famílias de descontinuidade (Figura 76 e Tabela 34).

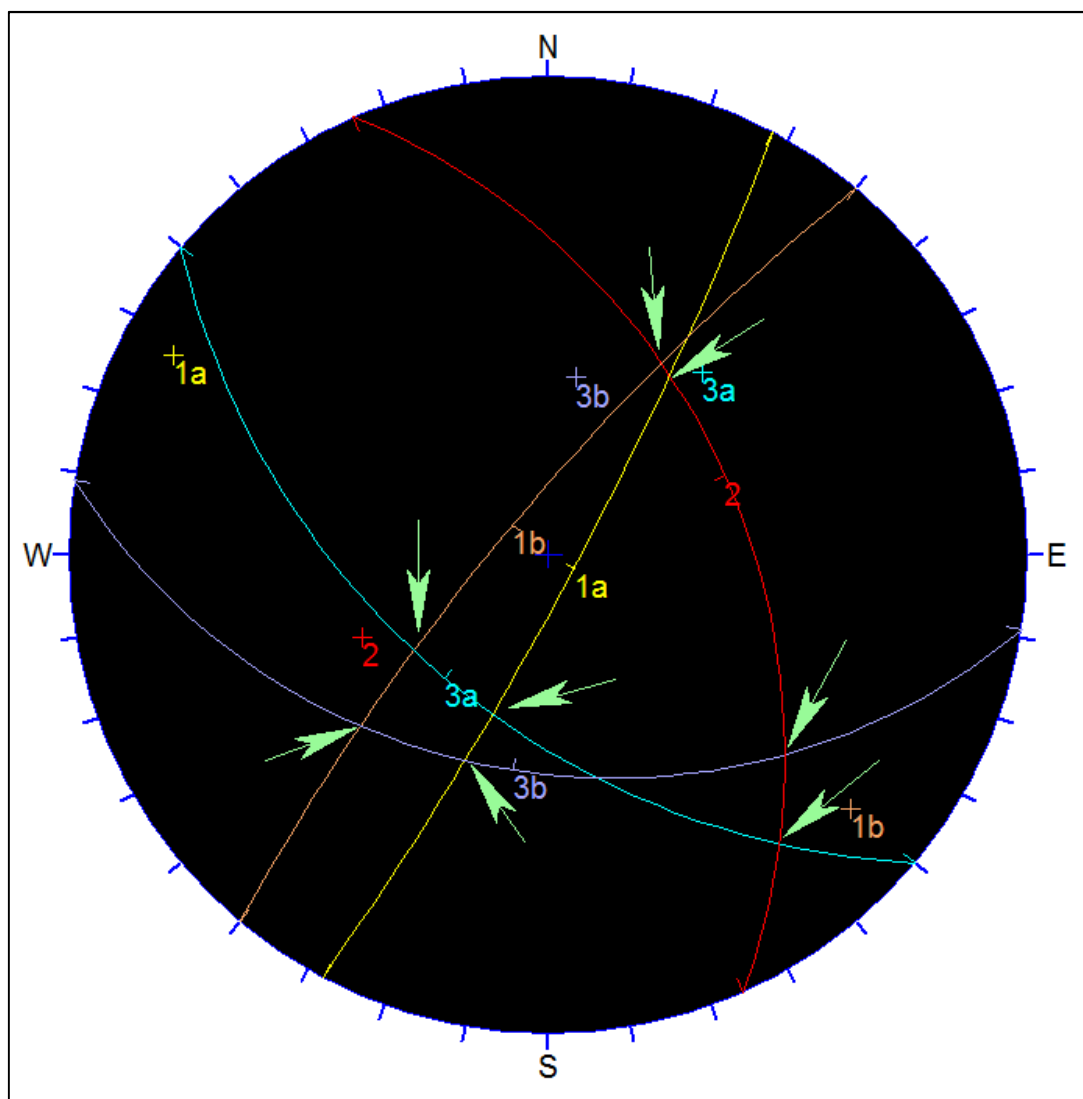


Figura 76 - Identificação das interseções (setas) entre as famílias de descontinuidade.

Tabela 34 - Orientação das interseções entre as famílias de descontinuidade.

Interseção de descontinuidade	Orientação	
	Inclinação (°)	Direção (°)
1a-2	42	034
1a-3a	51	198
1a-3b	41	202
1b-2	41	030
1b-3a	52	234
1b-3b	35	227
2-3a	14	149
2-3b	24	129

A partir dos dados obtidos, por observação direta em campo, e das sondagens realizadas, foi possível definir os parâmetros das descontinuidades nomeadamente, o espaçamento, a continuidade, a rugosidade (através do coeficiente JRC), o preenchimento e a espessura deste (Tabela 35).

Tabela 35 - Definição dos parâmetros médios para cada família de descontinuidade.

Família		Orientação		Espaçamento (m)	Continuidade (m)	JRC	Espessura Preenchimento (mm)	Preenchimento
		Inclinação (°)	Direção (°)					
1	1a	83	118	F3	Elevada a muito elevada	4-6; 6-8	1 a 5	Material residual
	1b	79	310	F3	Elevada a muito elevada	4-6; 6-8	1 a 5	Material residual
2		46	066	F3	Elevada a muito elevada	4-6; 6-8	1 a 5	Material residual
3	3a	53	220	F4-5	Elevada a muito elevada	4-6; 6-8	<5	Material residual
	3b	41	189	F4-5	Elevada a muito elevada	4-6; 6-8	<5	Material residual
F3 – Espaçamento entre 0,2 e 0,6m. F4-5 – Espaçamento entre 0,06 - 0,2 e <0,06 Continuidade elevada – 10 a 20m. Continuidade muito elevada – >20m.								

Os parâmetros das descontinuidades permitiram ainda obter as classificações RMR e GSI, que foram utilizadas para elaborar o zonamento geotécnico (apresentado no capítulo 7.4).

7.6 Definição dos ângulos de atrito das descontinuidades

A partir dos ensaios de *tilt test* e do martelo de Schmidt foi possível calcular, recorrendo a fórmulas empíricas, os ângulos de atrito de base - ϕ_b , residual - ϕ_r e de pico - ϕ_p .

O ângulo de atrito de base obtém-se diretamente do ensaio *tilt test*. A partir dos resultados obtidos deste ensaio (apresentado em 7.3.4) e comparando-os com os valores tabelados, existentes na literatura (Tabela 36), foi possível adotar um valor médio para este ângulo (Tabela 37).

Tabela 36 - Valores de ângulo de atrito de base, seco e húmido, segundo Hoek & Brown (1980), para diferentes materiais.

Tipo de Rocha	ϕ_b (seco)	ϕ_b (húmido)
Granito de grão fino	31-35	29-31
Granito de grão médio	31-35	31-33
Gneisse	26-29	23-26

Tabela 37 - Ângulo de atrito de base representativo.

	Ângulo de atrito de base - ϕ_b (°)
Mediana	30

A partir do ângulo de atrito de base e dos valores obtidos no ensaio do martelo de Schmidt foi possível, através da seguinte formulação (Barton & Choubey, 1977), estimar o valor do ângulo de atrito residual.

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R}$$

Os ensaios do martelo de Schmidt permitem obter diretamente os valores de ressalto do martelo, r e R , que por sua vez permitem estimar os valores de resistência à compressão simples da descontinuidade - JCS. Os valores do ressalto, r e R , incorporam a formulação de Barton & Choubey (1977) para estimar o ângulo de atrito residual - ϕ_r (Tabela 38). Sendo que os valores dos ressaltos, r e R , não foram cedidos e como a razão entre r/R e $JCS/\sigma_{ci(W1)}$ é semelhante, foram usados os valores de resistência à compressão simples, JCS e $\sigma_{ci(W1)}$, obtidos nos respetivos ensaios.

Tabela 38 - Parâmetros considerados para o cálculo dos ângulos de atrito residuais representativos.

	Ângulo de atrito de base - ϕ_b (°)	Resistência à compressão simples na superfície de descontinuidade - JCS (MPa)	Resistência à compressão simples da matriz rochosa, em W1 - $\sigma_{ci(W1)}$ (MPa)	$\frac{JCS}{\sigma_{ci(W1)}}$ (r/R)	Ângulo de atrito residual - ϕ_r (°)
W1-2	30	204,2	250	0,8	27
W3		55,1		0,2	15
W4-5		10,1		0,04	11

A partir do ângulo de atrito residual e do coeficiente JRC, representativo da rugosidade da superfície de descontinuidade, foi possível estimar o ângulo de atrito de pico.

$$\phi_p = JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \text{ se } \frac{JCS}{\sigma_n} \leq 50$$

$$\phi_p = 1,7JRC + \phi_r \text{ se } \frac{JCS}{\sigma_n} > 50$$

Uma vez que o coeficiente JRC varia, para todas as famílias de descontinuidade, entre 4-6 e 6-8 adotaram-se valores de 4, 6 e 8 como valores representativos de maciços classificados como W4-5, W3 e W1-2, respetivamente. Os valores de ângulo de atrito de pico estimados correspondem então (

Tabela 39):

Tabela 39 - Parâmetros considerados para o cálculo dos ângulos de atrito de pico representativos.

	Ângulo de atrito residual - ϕ_r (°)	Resistência à compressão simples na superfície de descontinuidade – JCS (MPa)	$\frac{JCS}{\sigma_n}$	JRC	Ângulo de atrito residual - ϕ_p (°)
W1-2	27	204,2	>50	8	41
W3	15	55,1	>50	6	25
W4-5	11	10,1	>50	4	18

Na seguinte tabela apresentam-se os valores representativos dos ângulos de atrito de base, residual e de pico (Tabela 40):

Tabela 40 - Resumo dos ângulos de atrito das descontinuidades.

	Ângulo de atrito de base - ϕ_b (°)	Ângulo de atrito residual - ϕ_r (°)	Ângulo de atrito de pico - ϕ_p (°)
W1-2	30	27	41
W3		15	25
W4-5		11	18

7.7 Taludes de escavação

Os taludes de escavação, para os quais se efetuou a análise de estabilidade, encontram-se listados na Tabela 41, juntamente com a sua localização e orientação. As orientações foram cedidas pelo cliente, sendo que a inclinação a analisar em taludes de maciço rochoso (W1 a W5) é de 4:1 (v:h) e taludes para solos residuais de 1:1 (v:h). A inclinação do terreno natural é de, aproximadamente, 30°. Os taludes a estudar variam entre os 5 (Figura 77) e 50 metros (Figura 78) de altura, sendo definida uma altura de 10m por pano e banquetas com 3m de largura.

Tabela 41 – Localização e orientação dos taludes de escavação.

Localização (Pk)	Orientação (°)
70+000 – 70+200	215/SW
70+420 – 70+640	229/SW
70+740 – 71+700	229/SW
71+880 – 72+020	229/SW
72+220 – 72+500	229/SW
72+540 – 72+640	229/SW
72+900 – 73+000	205/SW
73+000 – 73+080	200/SW
73+100 – 73+180	170/SE
73+180 – 73+260	150/SE
73+400 – 73+500	150/SE
73+720 – 73+840	110/SW
73+840 – 73+920	220/SW
74+000 – 74+180	220/SW
74+180 – 74+320	205/SW
74+320 – 74+480	205/S
74+600 – 74+800	140/SE

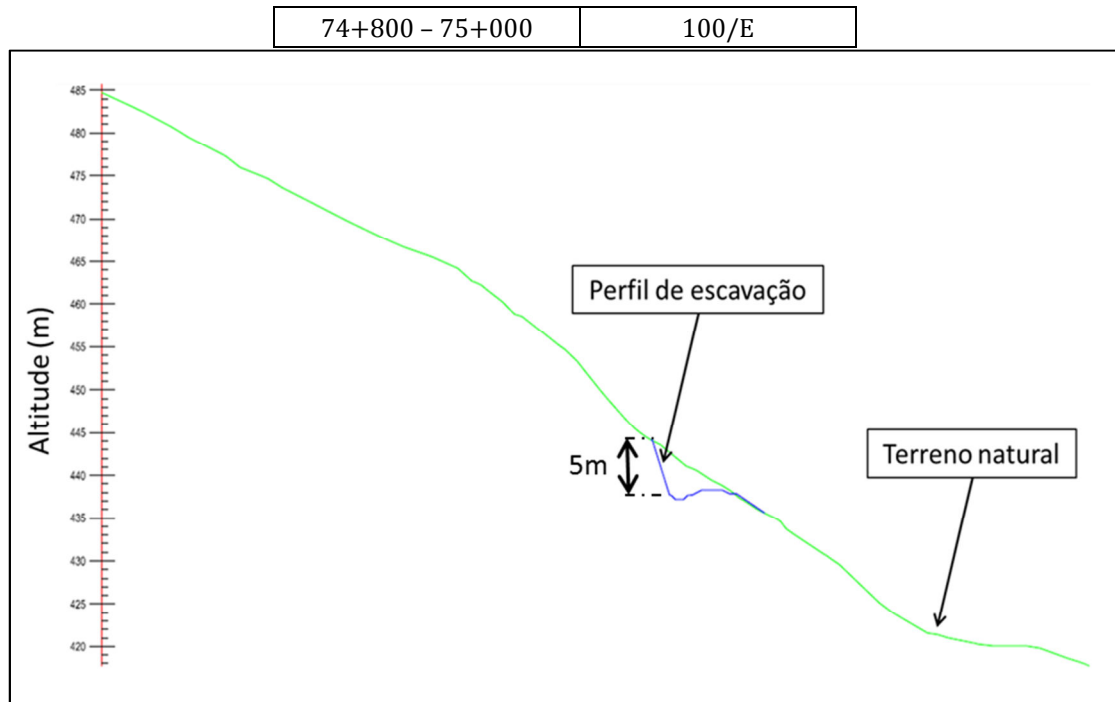


Figura 77 - Perfil de escavação com altura aproximada de 5m.

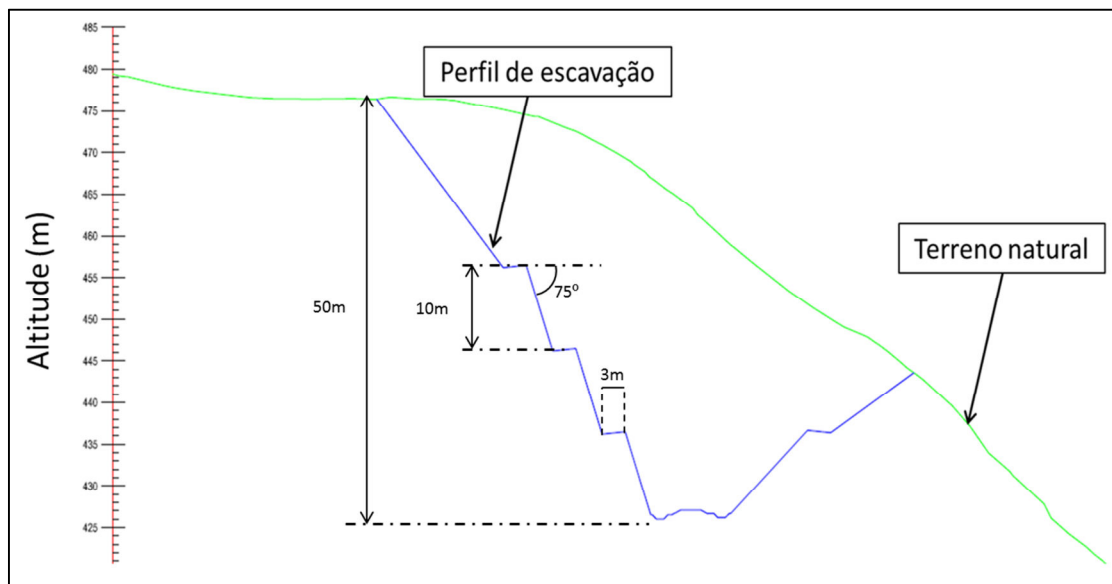


Figura 78 - Perfil de escavação com altura aproximada de 50m.

7.7.1 Análise do potencial de rotura

A análise do potencial de rotura é o primeiro passo na avaliação de estabilidade de taludes. A partir das famílias de descontinuidade identificadas, das respetivas interseções e da direção e inclinação dos taludes de escavação foi possível, a partir das condições de rotura de Matherson (1983), Markland (1972) e Goodman (1980), avaliar os tipos de rotura possíveis de ocorrer (Tabela 42). O ângulo de atrito considerado para a análise do potencial de rotura foi de 18° , que corresponde ao ângulo de atrito de pico crítico, isto é para maciços de pior qualidade (W4-5).

Tabela 42 - Potencial de rotura para várias inclinações dos taludes de escavação, agrupados em função das direções de inclinação dos taludes.

ID	Direção de inclinação do talude	Inclinação (v:h)	Rotura por Cunha	Rotura Planar	Rotura por <i>Toppling</i>
1	100-163	4:1	2-3b	--	1b
		3:1	2-3b	--	1b
		2:1	2-3b	--	1b
		1:1	2-3b	--	1b
2	164-194	4:1	1a-3b; 1a-3a	3b	1b
		3:1	1a-3b; 1a-3a	3b	1b
		2:1	1a-3b; 1a-3a	3b	1b
		1:1	1a-3b	3b	1b
3	195-230	4:1	1a-3a; 1a-3b; 1b-3b; 1b-3a	3b; 3a	--
		3:1	1a-3a; 1a-3b; 1b-3b; 1b-3a	3b; 3a	--
		2:1	1a-3a; 1a-3b; 1b-3b; 1b-3a	3b; 3a	--
		1:1	1a-3b; 1b-3b	3b	--

A partir da análise do potencial de rotura foi possível concluir que a geometria proposta para os taludes de escavação de 4:1 e mesmo para inclinações mais suaves (como 3:1, 2:1 e 1:1) não dissipam potenciais ocorrências de roturas. É ainda possível observar, na Tabela 42, que a família de descontinuidade identificada como 3 é responsável pela maioria das ocorrências de potencial rotura por cunha e planar. Por outro lado, a subfamília de descontinuidade 1b é responsável pela possível ocorrência de *toppling*.

7.7.2 Análise de estabilidade

Para a análise de estabilidade dos taludes de escavação selecionou-se a situação crítica, ou seja, a situação de maior altura, que é referente a taludes com 50m de altura (com panos de 10m de altura e banquetas de 3m de largura) e inclinação 4:1 (75°). A inclinação do solo residual, quando presente é de 1:1 (45°) e a topografia natural do terreno sugere uma inclinação de, aproximadamente, 30°.

Em projeto definiu-se que para a análise estática e pseudoestática deveriam considerar-se fatores de segurança de 1,5 e 1,3, assim respetivamente. De forma a proceder à análise pseudoestática definiu-se ainda o coeficiente sísmico horizontal – k_h para a zona de estudo que, segundo Kijko (2002) e Wyllie et al. (2004), corresponde a 0,087.

Para maciços rochosos com comportamento mecânico de rocha (W1-2 a W3) efetuou-se uma análise de estabilidade em que as descontinuidades foram consideradas como elemento de maior fraqueza.

Por outro lado, uma vez que existem maciços com um elevado grau de meteorização (W4-5 a solo residual) procedeu-se a uma avaliação mista deste tipo de maciços, isto é avaliou-se o comportamento do maciço enquanto solo e enquanto rocha uma vez que, segundo o discutido no capítulo 2.2.3, a partir destes estados de alteração superior (IGMs) o maciço adota de forma progressiva o comportamento mecânico de um solo e a influência da macroestrutura no comportamento mecânico global tenderá a diminuir.

7.7.3 Análise e soluções de estabilidade de maciço terroso

Para proceder à análise de estabilidade do maciço com comportamento terroso, definiram-se as propriedades (ângulo de atrito – ϕ' , coesão – c' e peso volúmico – γ) (Tabela 43) e horizontes de cada material em função do zonamento geotécnico, previamente apresentado no capítulo 7.4. Adotaram-se, para as propriedades dos materiais, os valores conservativos definidos no zonamento geotécnico. Definidos os parâmetros procedeu-se à análise de estabilidade e ao cálculo do fator de segurança mínimo

global através do método de Bishop Simplificado, descrito no capítulo 6.2.2.1. A análise de estabilidade foi efetuada com recurso ao *software Slide 5.0* da *Rocscience*®.

Tabela 43 - Propriedades dos materiais para a análise de estabilidade.

	Ângulo de atrito – ϕ' (°)	Coesão – c' (kPa)	Peso volúmico – γ (kN/m ³)
G3 – W4-5 (IGM)	35	10	22
G2 – Solo Residual	32	5	20

Nas Figuras 79 a 81 encontram-se representados os modelos (A, B e C) para os quais se realizou a análise de estabilidade. Estes modelos diferem na disposição dos horizontes geotécnicos (apresentados no zonamento geotécnicos, no anexo I) pois as sondagens executadas até à data, que serviram para realização do zonamento, apresentam pequenas espessuras de solo residual (horizonte G2) e W4-5 (horizonte G3), o que difere do observado em campo (espessuras de solo residual/ W4-5 superiores). Desta forma realizaram-se três modelos de análise com o intuito de contemplar diferentes espessuras possíveis de solo residual/W4-5, podendo estas variar entre 0 e 10m de espessura, tal como apresentado nas seguintes figuras.

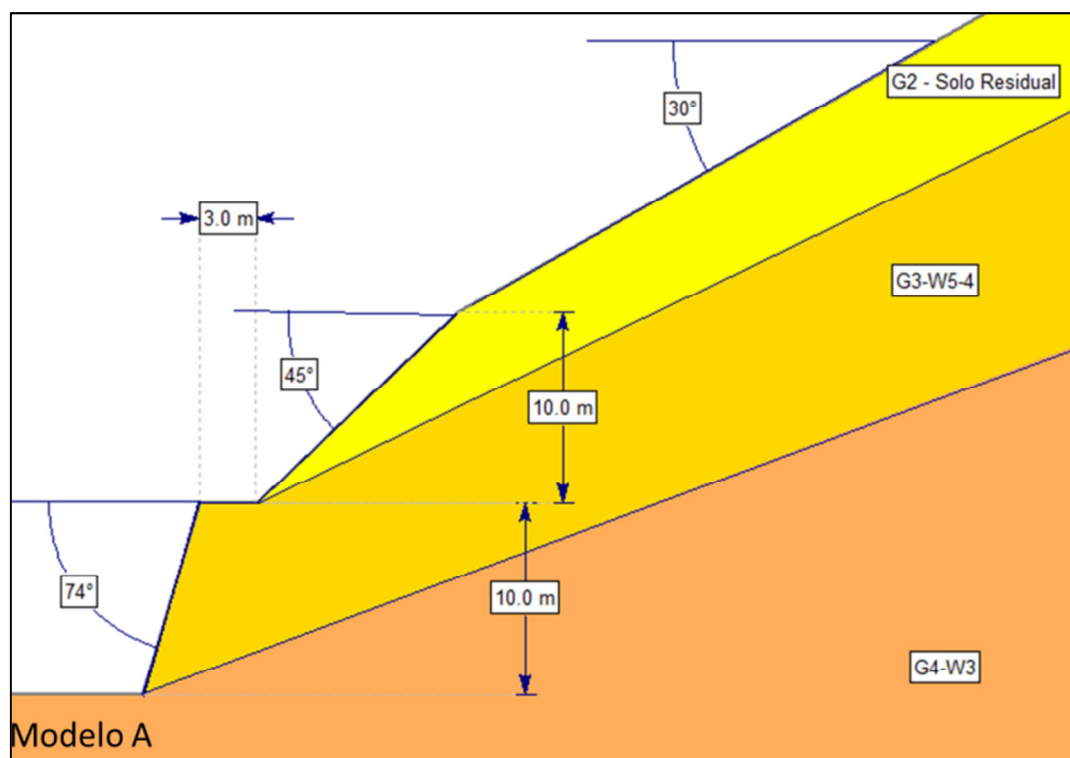


Figura 79 - Esquema do modelo de análise utilizado para a análise de estabilidade: 1.º pano em solo residual e material com grau de alteração W4-5 para os restantes panos.

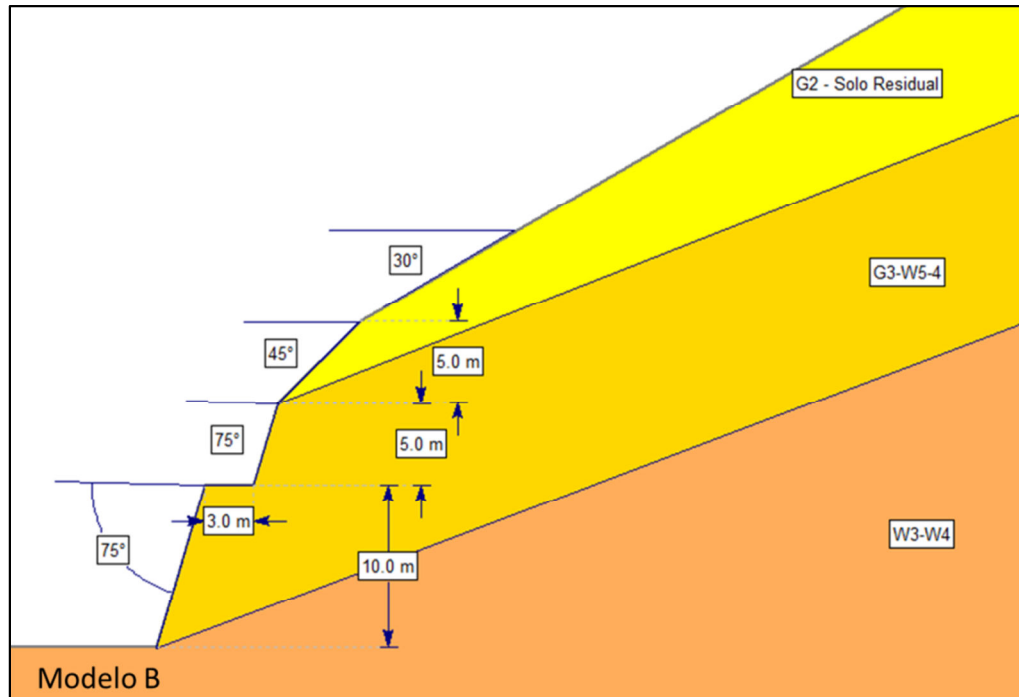


Figura 80 - Esquema do modelo de análise utilizado para a análise de estabilidade: 5m de solo residual e 5m de material com grau de alteração W4-5, para o 1.ºpano. Material com grau de alteração W4-5 para os restantes panos.

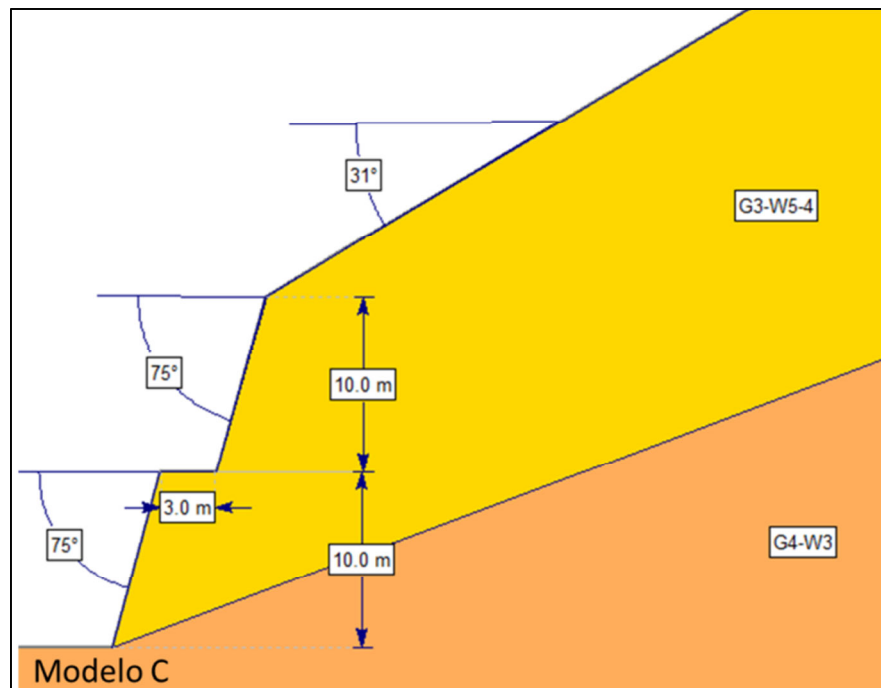


Figura 81 - Esquema do modelo de análise utilizado para a análise de estabilidade: material com grau de alteração W4-5 para todos os panos do talude.

Nas Figuras 82 a 87, é possível observarem-se as análises de estabilidade, estática e pseudoestática, efetuadas para os três modelos (A, B e C) apresentados nas figuras anteriores (Figuras 79 a 81).

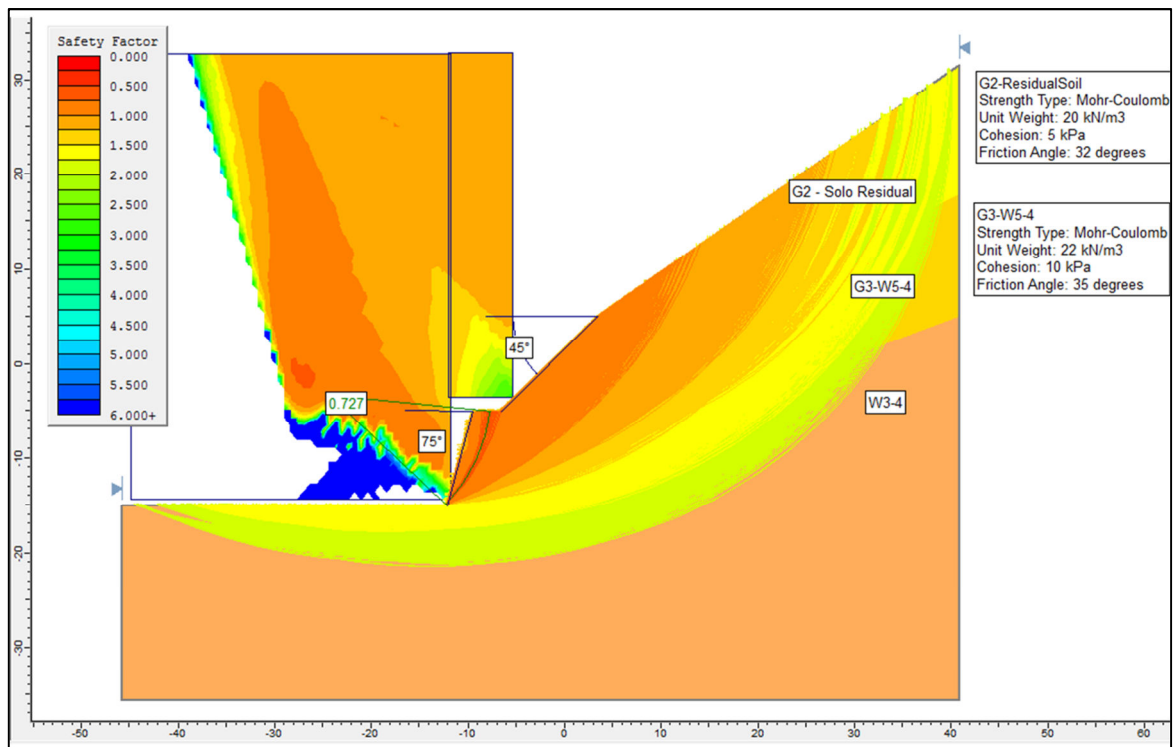


Figura 82 - Análise de estabilidade estática para o modelo A.

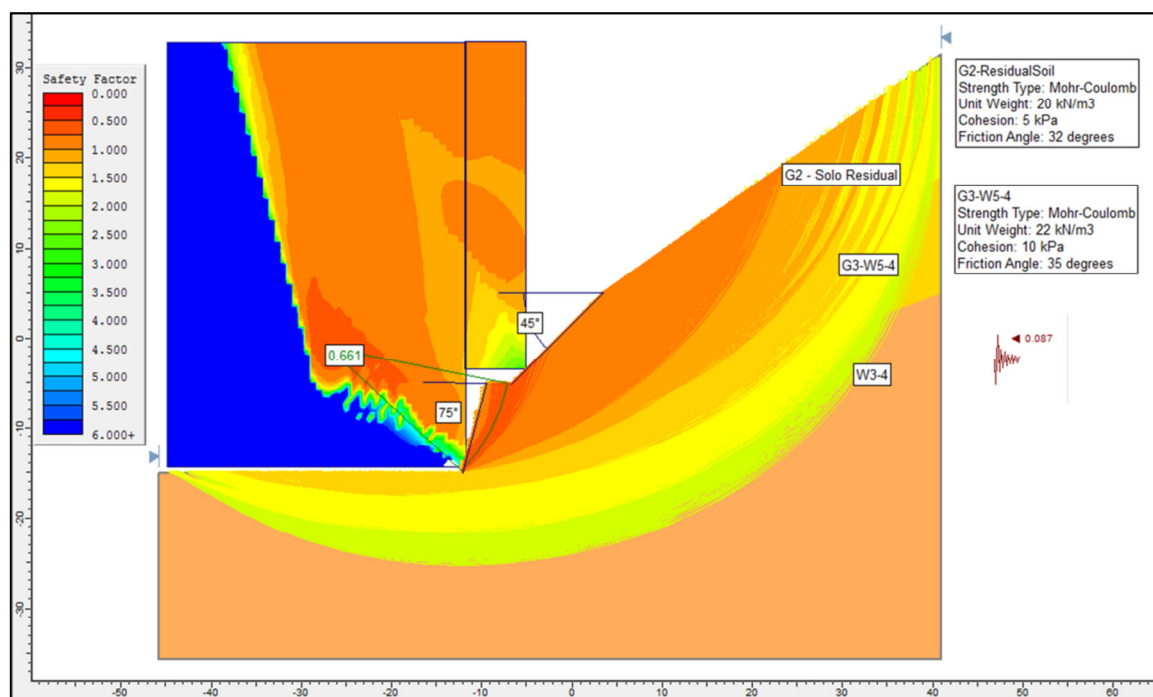


Figura 83 - Análise de estabilidade pseudoestática para o modelo A.

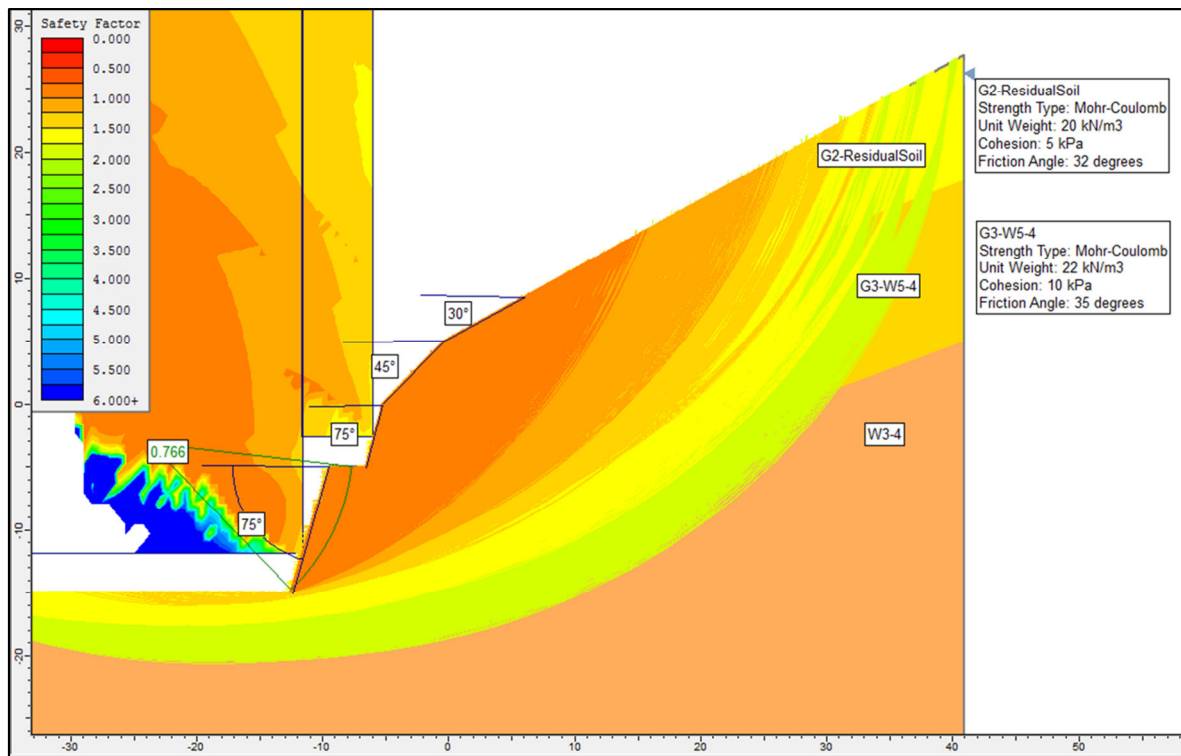


Figura 84 - Análise de estabilidade estática para o modelo B.

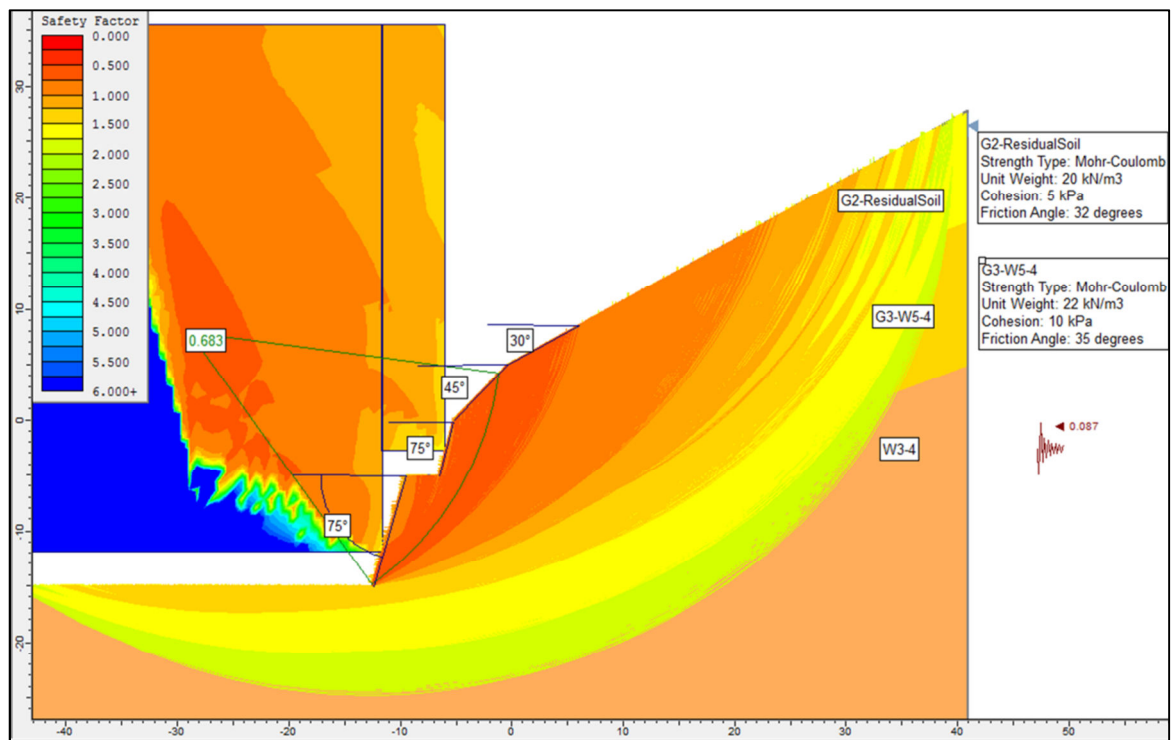


Figura 85 - Análise de estabilidade pseudoestática para o modelo B.

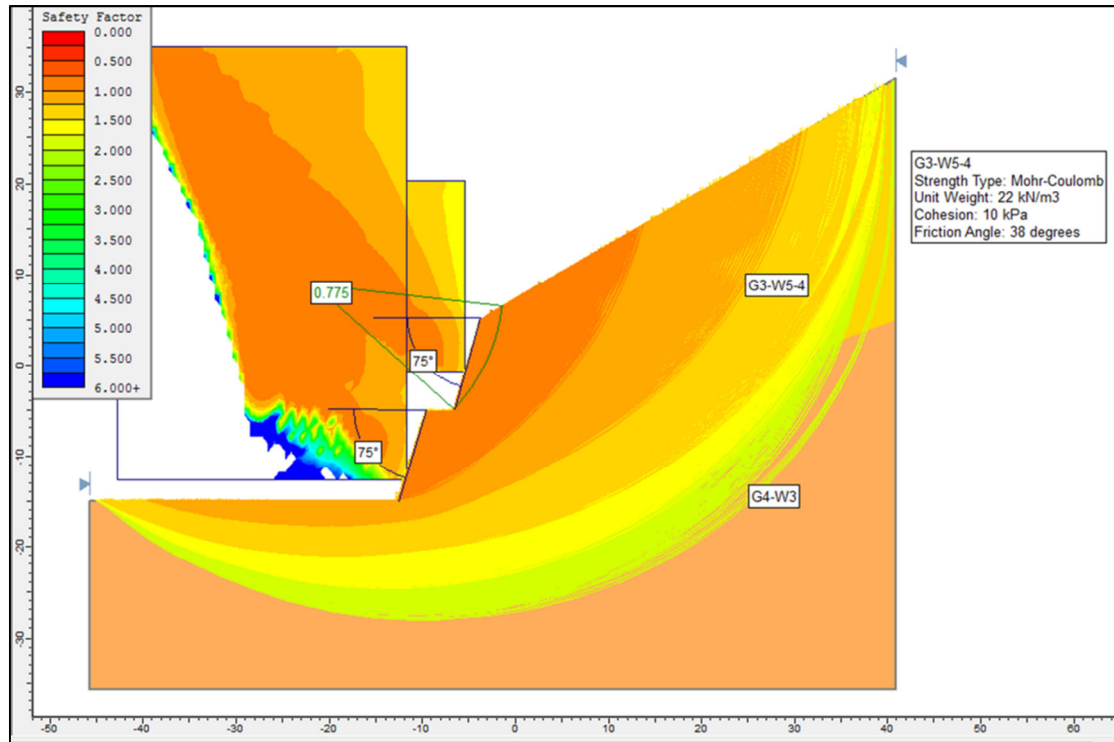


Figura 86 - Análise de estabilidade estática para o modelo C.

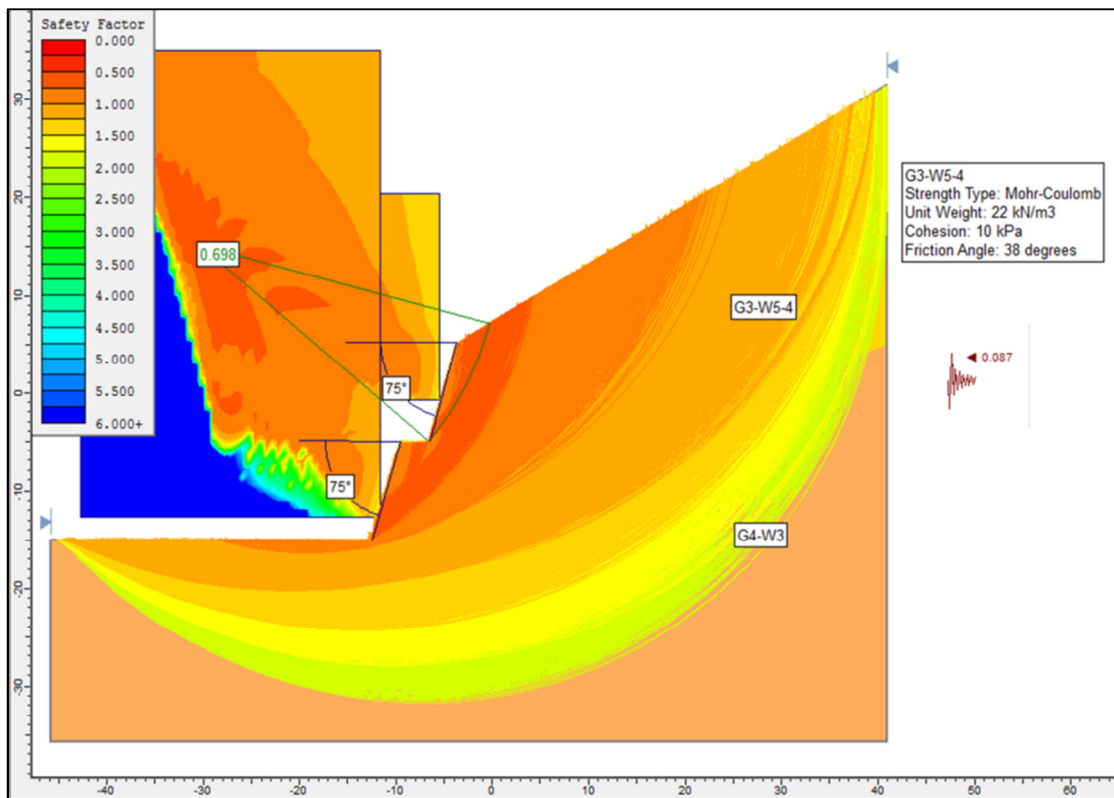


Figura 87 - Análise de estabilidade pseudoestática para o modelo C.

Uma vez que a inclinação proposta (4:1), para maciços classificados como W4-5, demonstrou ser demasiado agressiva para este tipo de material é necessário estudar possíveis soluções de estabilização.

A primeira solução estudada correspondeu à alteração de geometria do talude, a qual consistiu na avaliação de estabilidade para inclinações inferiores, isto é para 3:1 (71°), 2:1 (63°) e 1:1 (45°). Após esta análise concluiu-se que a alteração de geometria por si só não é suficiente para que seja garantida a estabilidade do talude. De seguida, uma vez que a alteração de geometria não é suficiente, procedeu-se à análise de soluções de reforço estrutural, mais precisamente através da aplicação de pregagens. Uma vez que o reforço estrutural se demonstrou inviável para inclinações 4:1 e 3:1 (fator de segurança inferior a 1, como se observa na Tabela 44), procedeu-se à análise do reforço combinado com uma alteração da inclinação do talude para 2:1, para maciços classificados como W4-5. O cálculo do reforço, isto é a força, comprimento, inclinação e malha dos pregos, foi obtido a partir do *software Slide 5.0* da *Rocscience*®. A análise de estabilidade resultante da implementação de reforço estrutural e da alteração de geometria encontra-se representada nas Figuras 88 a 90 e na Tabela 44.

Tabela 44 - Resumo das análises de estabilidade para a situação estática e pseudoestática, efetuadas para os vários modelos e geometrias.

Inclinação	Análise estática/pseudoestática	Modelo A	Modelo B	Modelo C
4:1 – Maciços W4-5 1:1 – Solo residual	S/ Reforço	FS<1	FS<1	FS<1
	C/ Reforço			
3:1 – Maciços W4-5 1:1 – Solo residual	S/ Reforço	FS<1	FS<1	FS<1
	C/ Reforço			
2:1 – Maciços W4-5 1:1 – Solo residual	Análise estática			
	S/ Reforço	FS<1	FS<1	FS<1
	C/ Reforço	FS>1,5	FS>1,5	FS>1,5
	Análise pseudoestática			
	S/ Reforço	FS<1	FS<1	FS<1
	C/ Reforço	FS>1,3	FS>1,3	FS>1,3

Assim, as pregagens utilizadas no reforço do talude deverão possuir as características apresentadas na Tabela 45, as quais foram obtidas a partir da análise de estabilidade. Sem estas características definidas não se cumprirão as condições de seguranças propostas ($FS \geq 1,5$ e $FS \geq 1,3$). Da tabela 45 facilmente se deduz que o sistema de pregagens varia em função do material e da respetiva inclinação.

Tabela 45 - Características das pregagens necessárias para assegurar a estabilidade dos taludes de escavação em maciço terroso.

Características das pregagens	Modelo A (Figura 88)		Modelo B (Figura 89)		Modelo C (Figura 90)	
	1.ºpano	Restantes panos	1.ºpano	Restantes panos	1.ºpano	Restantes panos
Carga necessária por prego (kN)	200	200	200	200	200	200
Comprimento (m)	7	9	7	9	9	9
Inclinação relativamente à horizontal (°)	15	15	15	15	15	15
Malha	2,0 × 2,0 (pregagens verdes)	1,0 × 1,0 (pregagens azuis)	2,0 × 2,0 (pregagens verdes) para os primeiros 5m de altura (isto é solo residual) e 1,0 × 1,0 (pregagens azuis) para os seguintes (maciço W4-5)		1,0 × 1,0 (pregagens azuis)	

De notar que o estudo e execução do reforço deverão ser aprofundados com análises complementares que não são abordadas nesta dissertação, uma vez que não se enquadram nos objetivos propostos.

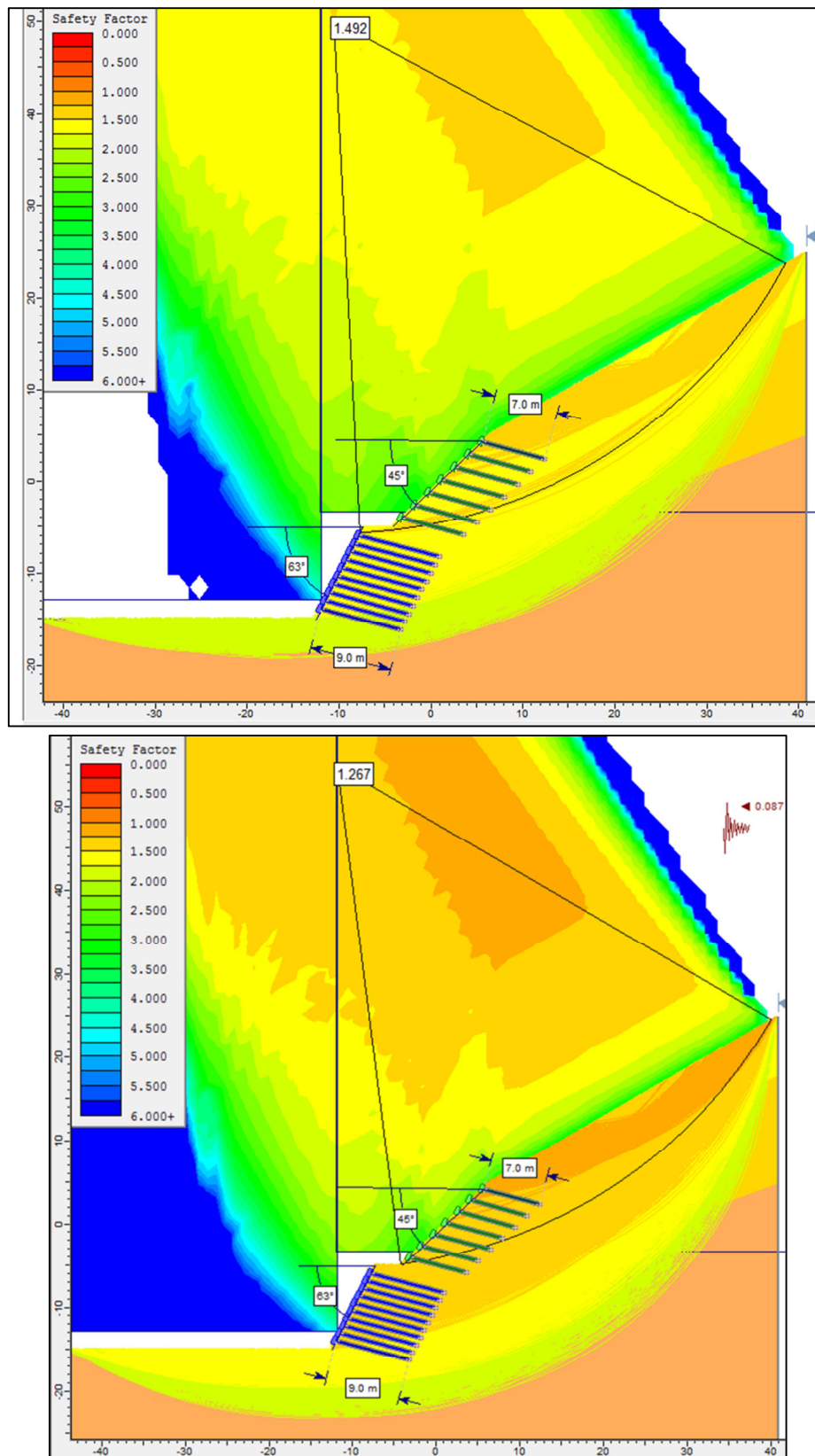


Figura 88 - Análise estática (em cima) e pseudoestática (em baixo) para o modelo A.

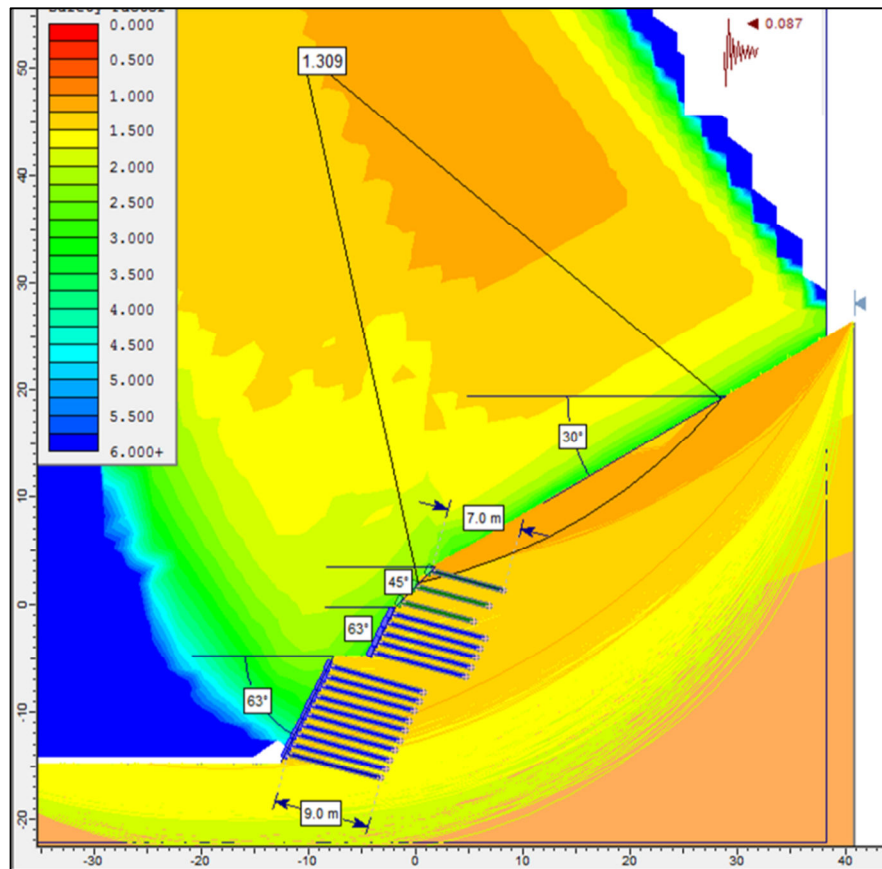
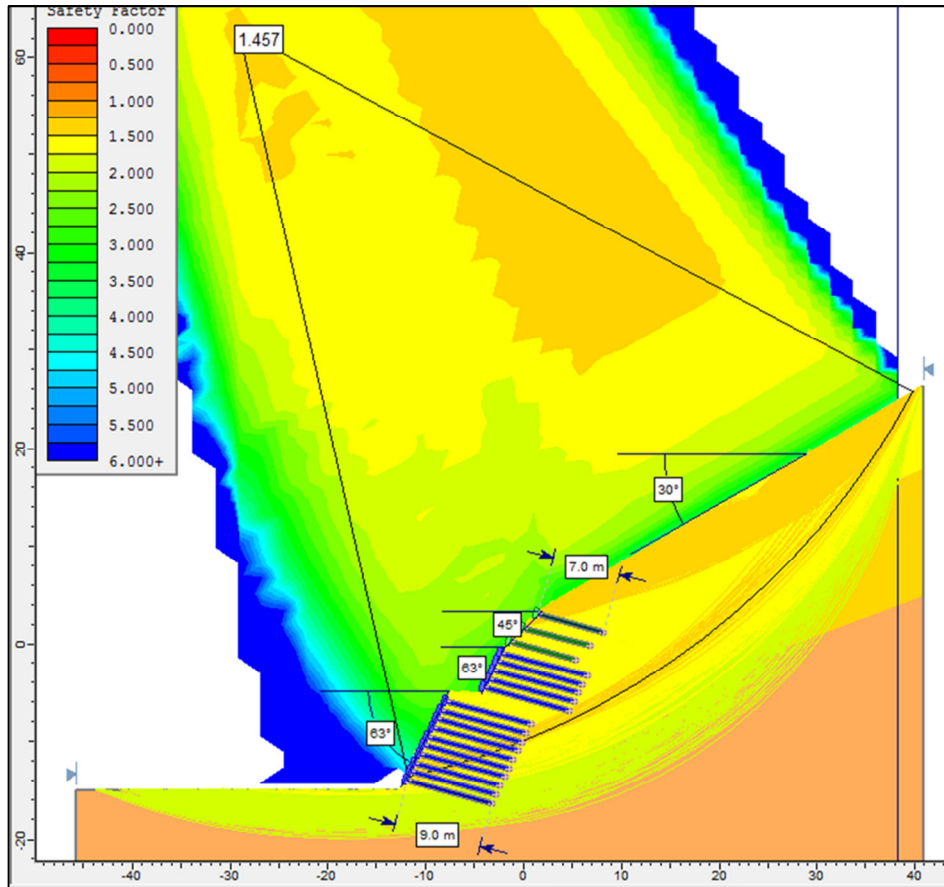


Figura 89 - Análise estática (em cima) e pseudoestática (em baixo) para o modelo B.

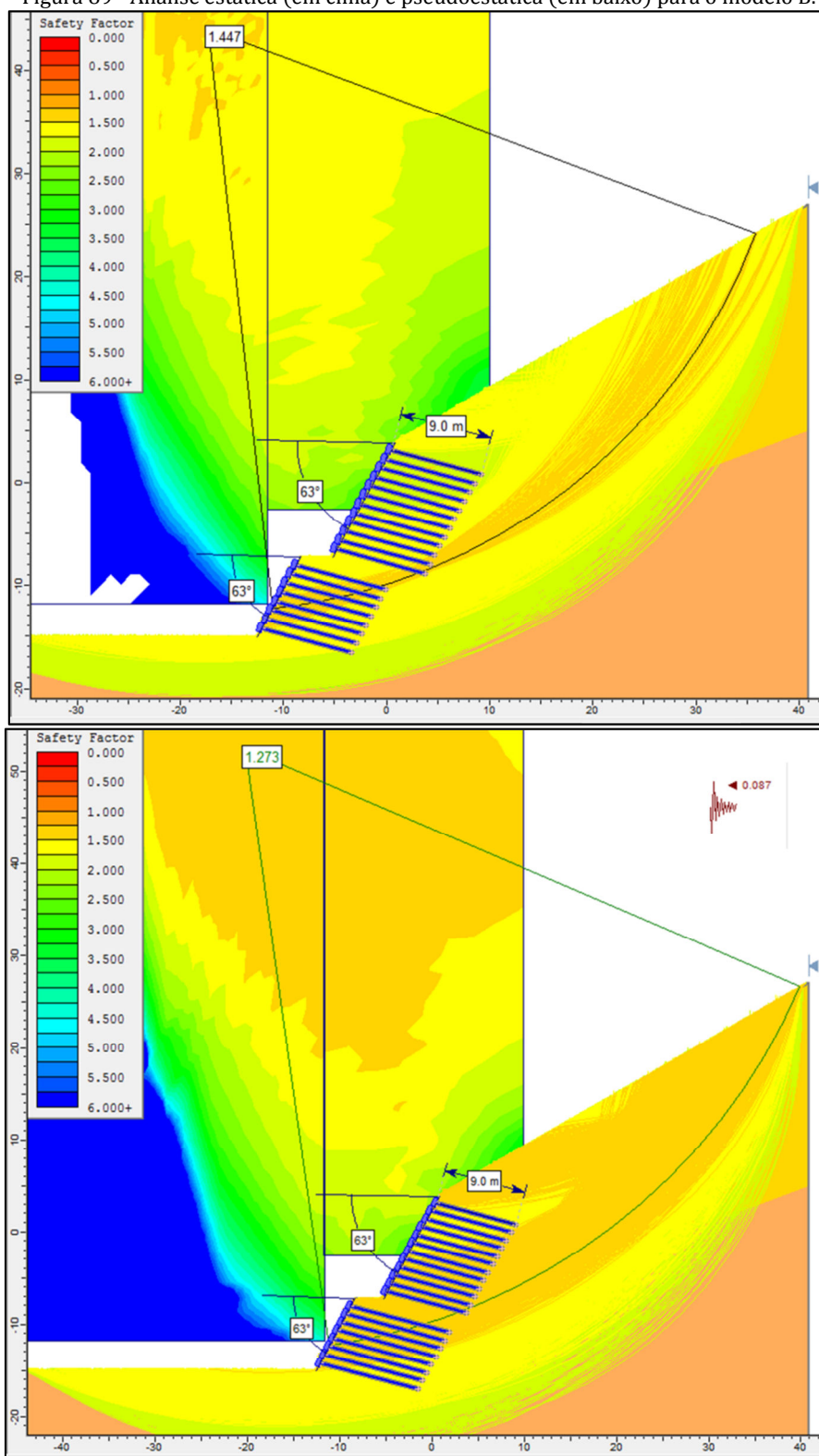


Figura 90 - Análise estática (em cima) e pseudoestática (em baixo) para o modelo C.

7.7.4 Análise e soluções de estabilidade de maciço rochoso

A partir da análise do potencial de rotura, apresentado previamente no capítulo 7.7.1, foi possível definir os tipos de rotura e as famílias de descontinuidade a analisar. A única família de descontinuidade com potencial de rotura planar é a família 3 (Tabela 42). Relativamente à rotura por cunha é possível que ocorra rotura para as seguintes interseções de famílias: 1-3 (1a-3a, 1a-3b, 1b-3b, 1b-3a) e 2-3b (Tabela 42).

No entanto, uma vez que a família de descontinuidade 3 é responsável, para além da possível rotura planar, pelas 2 roturas por cunha e uma vez que o bloco que representa a pior situação, em termos de peso, é o resultante da rotura planar, a análise e estabilização da família 3 é suficiente para estabilizar, simultaneamente, a rotura planar e as duas situações de rotura por cunha referidas. Posto isto, procedeu-se somente à análise de estabilidade referente à rotura planar promovida pela família de descontinuidade 3. Uma vez que esta família de descontinuidade se subdivide em duas subfamílias (3a e 3b) procedeu-se à análise de estabilidade com a subfamília crítica, ou seja a de menor inclinação, que corresponde à subfamília 3b.

Relativamente à análise de estabilidade para possíveis roturas por *toppling*, não foi efetuado o cálculo de um fator de segurança uma vez que, independentemente do fator de segurança obtido é aconselhável a adoção de medidas de estabilização. Para além disso, a estabilização de potenciais roturas planar e por cunha previnem, na maioria dos casos, também a rotura por *toppling*.

A análise de estabilidade dos taludes de escavação foi efetuada para os diferentes graus de meteorização: W1-2, W3 e W4-5, definindo-se para cada um destes, os parâmetros das descontinuidades apresentados na Tabela 46. Estes parâmetros foram definidos em função dos ensaios realizados (apresentados no capítulo 7.3) e, especificamente para o caso do peso volúmico, dos valores existentes na literatura (Cruz, 2010; Vallejo et al., 2008).

Tabela 46 - Parâmetros das descontinuidades definidos para a análise de estabilidade.

Grau de meteorização	Coefficiente de rugosidade - JRC	Peso Volúmico (kN/m ³)	Resistência à compressão simples da descontinuidade - JCS (MPa)	Ângulo de atrito residual - ϕ_r (°)
W1-2	8	25	204,2	27
W3	6	25	55,1	15
W4-5	4	25	10,1	11

A análise de estabilidade do maciço com comportamento de rocha foi efetuada com recurso ao software *RocPlan* 2.0, da *Rocscience*®. O critério de rotura utilizado para a análise correspondeu ao de Barton & Choubey (1977), descrito no capítulo 4.2.2, e o cálculo do fator de segurança –FS foi obtido pelo Método de Equilíbrio Limite, definido em 6.2.

Para cada um dos graus de meteorização foram considerados dois modelos de análise:

- Um sem sobrecarga, representativo do 1.º pano do talude, considerando a inclinação natural do terreno (30°) (Modelo A) (Figura 91);

- E outro com uma sobrecarga (108,8 kN/m), representativa do volume do pano sobrejacente à massa instável (Modelo B) (Figura 92).

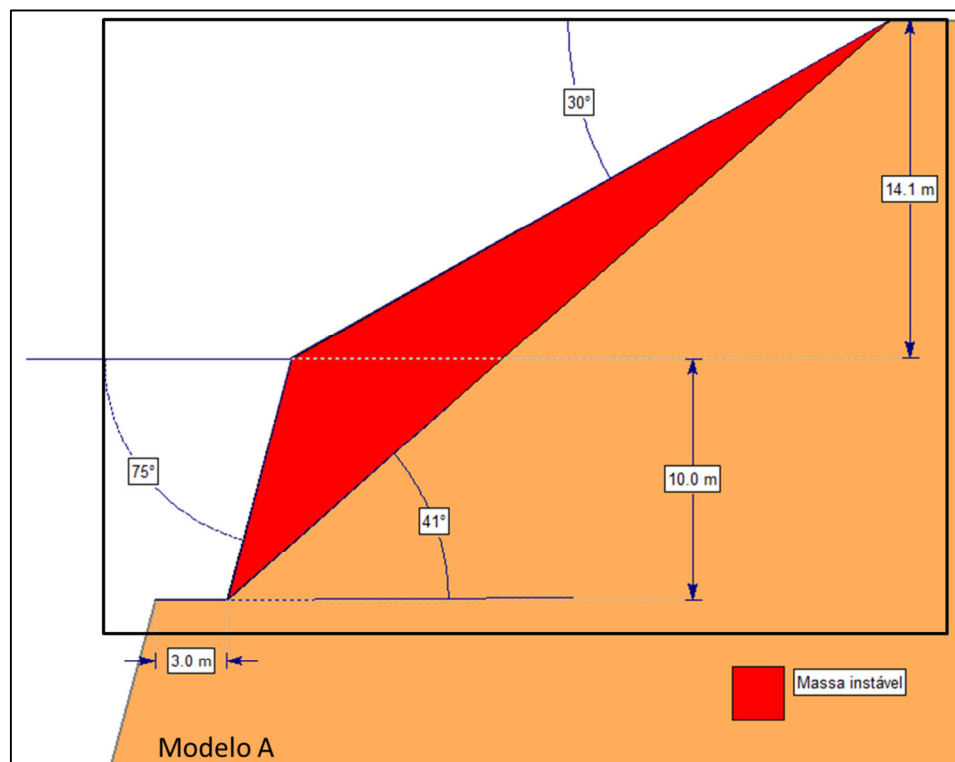


Figura 91 - Esquema representativo do modelo A, com a área de análise delimitada a preto.

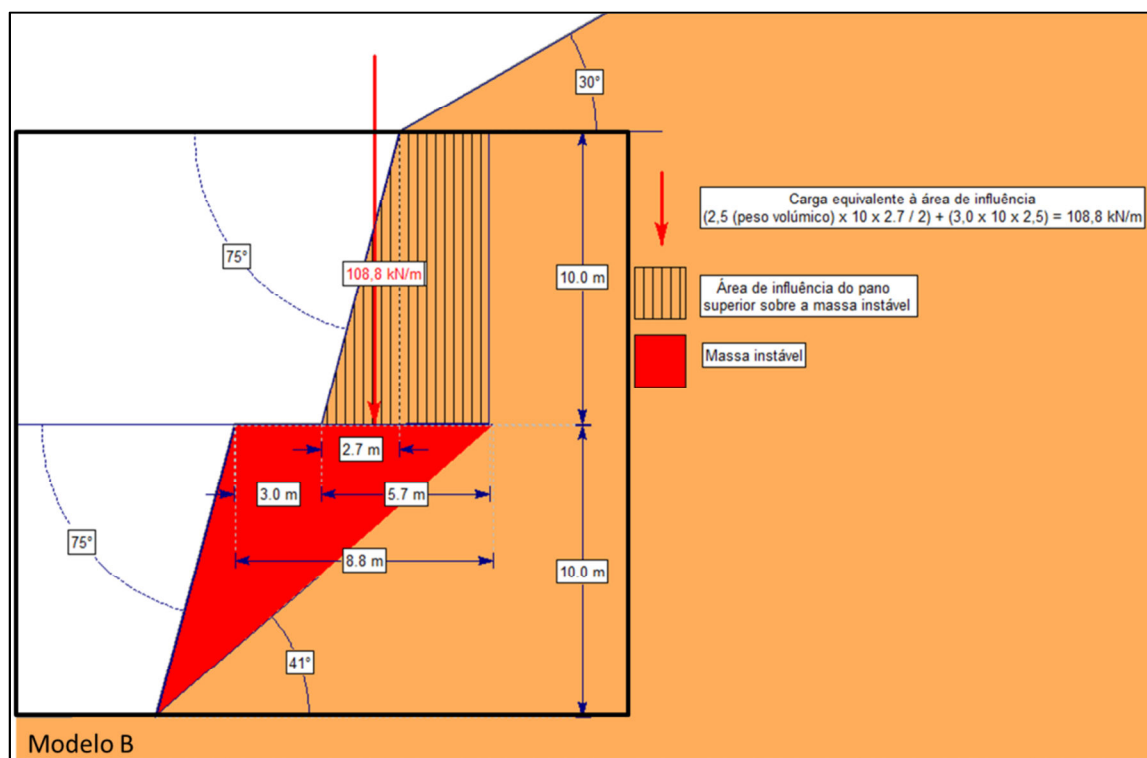


Figura 92 - Esquema representativo do modelo B, com a área de análise delimitada a preto.

Análise de maciços classificados como W1-2

Após a avaliação de estabilidade de maciços classificados como W1-2 verificou-se que a estabilidade é garantida para a situação estática (com um $FS = 1,7$, logo $> 1,5$) (Figuras 93 e 95) e para a situação pseudoestática (com um $FS = 1,4$, logo $> 1,3$) (Figuras 94 e 96), em ambos os modelos.

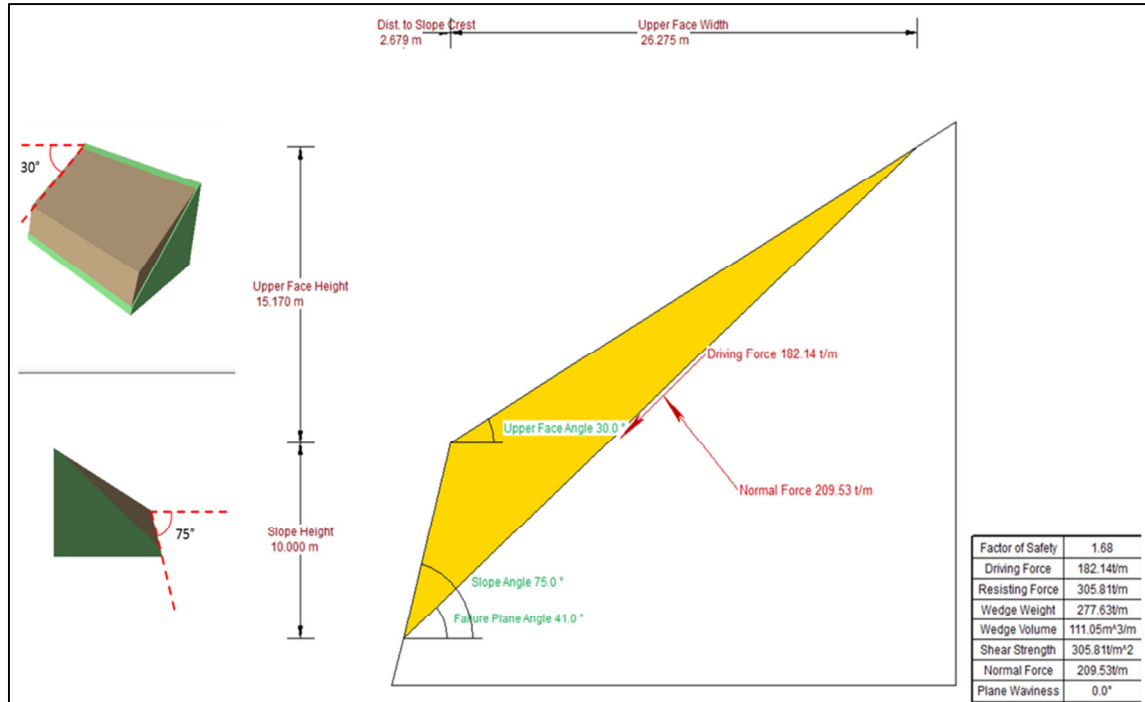


Figura 93 - Análise estática do maciço classificado como W1-2 (Modelo A).

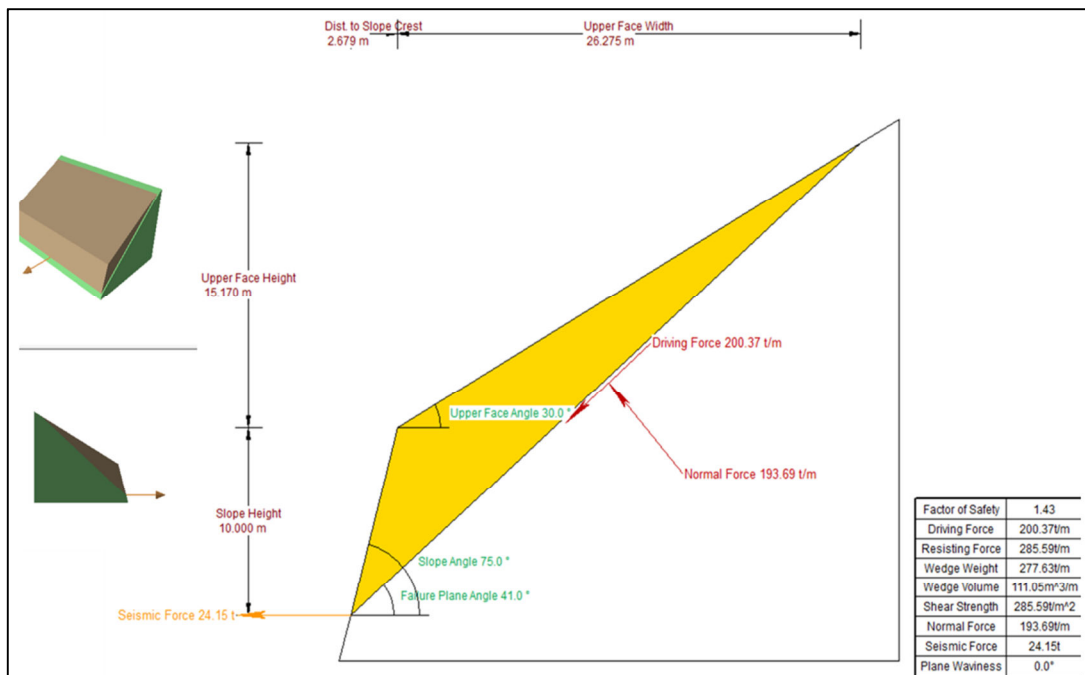


Figura 94 - Análise pseudoestática do maciço classificado como W1-2 (Modelo A).

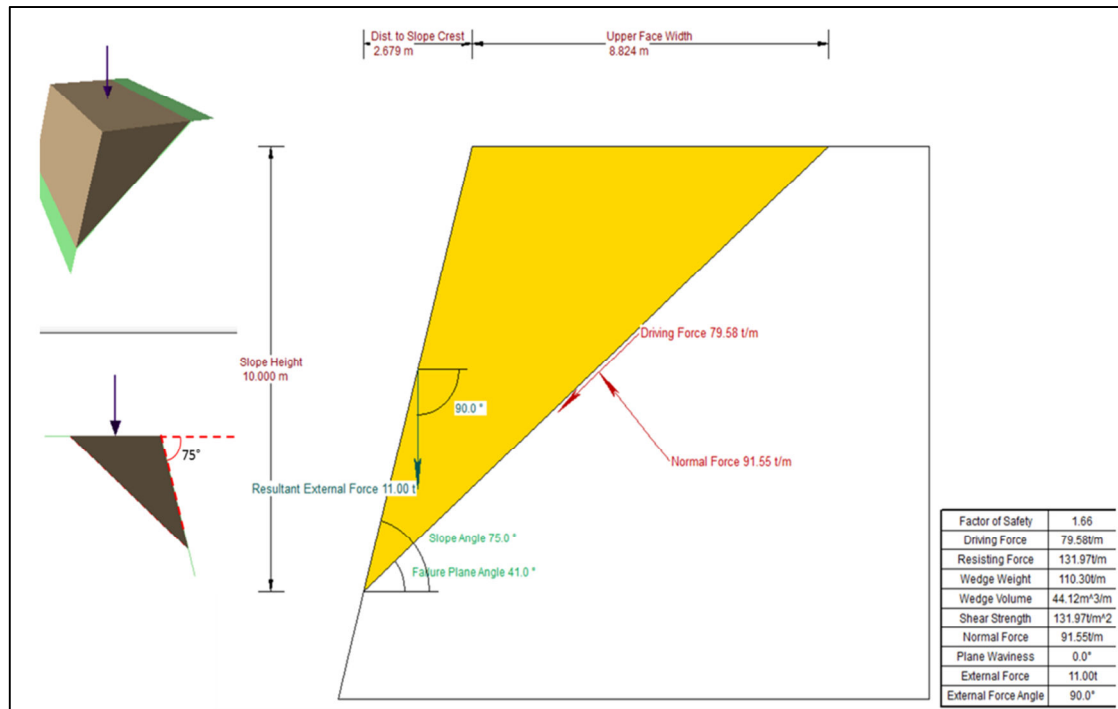


Figura 95 - Análise estática do maciço classificado como W1-2 (Modelo B).

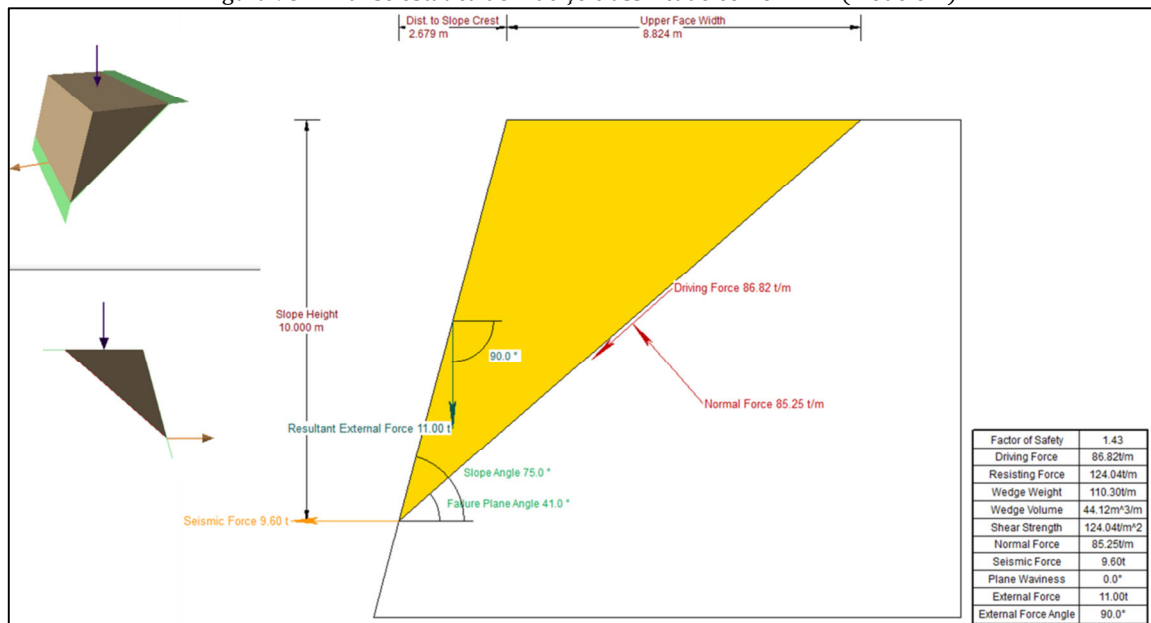


Figura 96 - Análise pseudoestática do maciço classificado como W1-2 (Modelo B).

Análise de maciços classificados como W3

Nos maciços classificados como W3, verificou-se que o talude é instável para uma inclinação de 4:1. Assim, procedeu-se ao estudo de estabilização que consistiu, inicialmente, por uma alteração da geometria do talude, mais precisamente na alteração da inclinação para outras inferiores (3:1, 2:1 e 1:1). Após algumas análises com a modificação de geometria concluiu-se que esta alteração, por si só, não é suficiente para que o talude seja estável, tendo-se obtido $FS < 1,0$. No entanto verificou-se que uma

modificação da inclinação, do primeiro pano do talude, de 75° (4:1) para 71° (3:1) combinada com a implementação de reforço estrutural em todo o talude, é suficiente para garantir os fatores de segurança desejados para ambas as situações, estática e pseudoestática (Figuras 97 a 100) (Tabela 47). Desta forma procedeu-se ao estudo do reforço estrutural com recurso a um sistema de pregagens para o primeiro pano, com inclinação de 71° (3:1), e para os restantes, com inclinação de 75° (4:1). O cálculo do reforço estrutural, isto é o comprimento, inclinação, força total e malha dos pregos, foi elaborado a partir do *software RocPlan 2.0*, da *Rocscience®*.

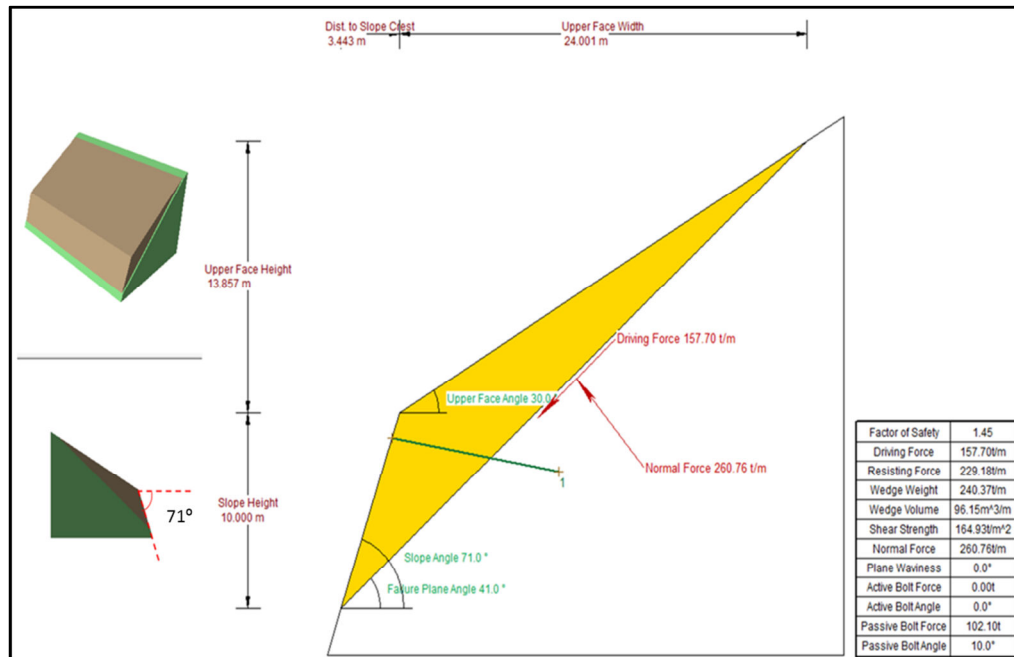


Figura 97 - Análise estática do maciço classificado como W3, com reforço estrutural (Modelo A).

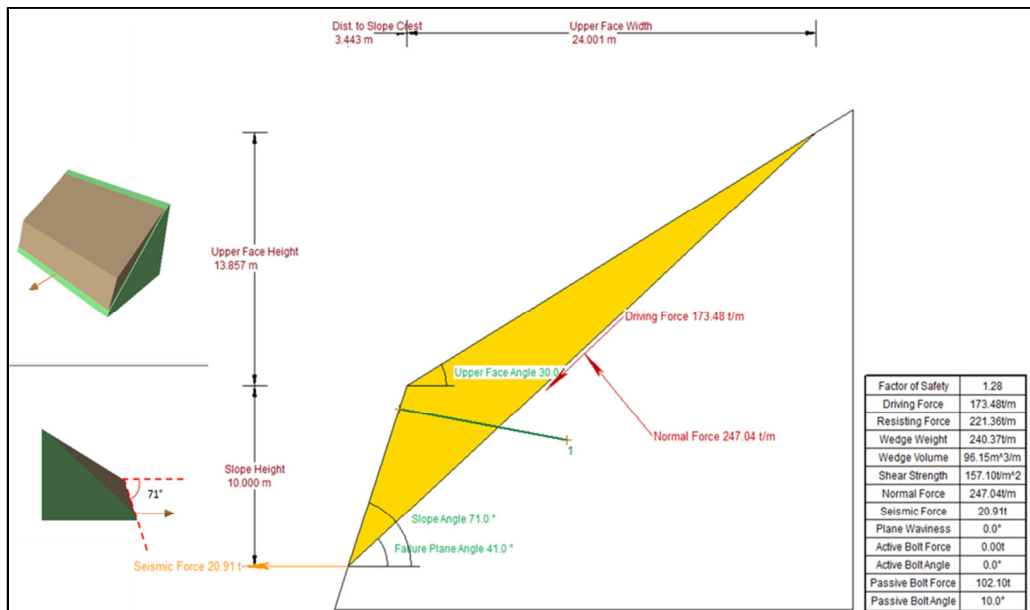


Figura 98 - Análise pseudoestática do maciço classificado como W3, com reforço estrutural (Modelo A).

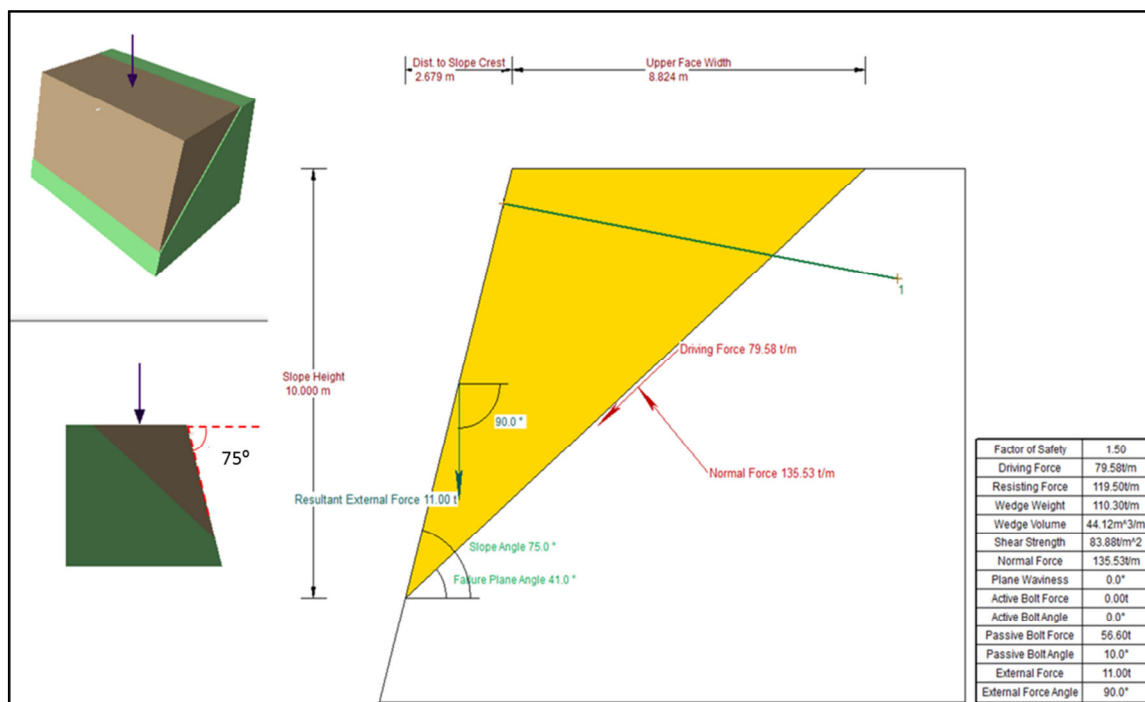


Figura 99 - Análise estática do maciço classificado como W3, com reforço estrutural (Modelo B).

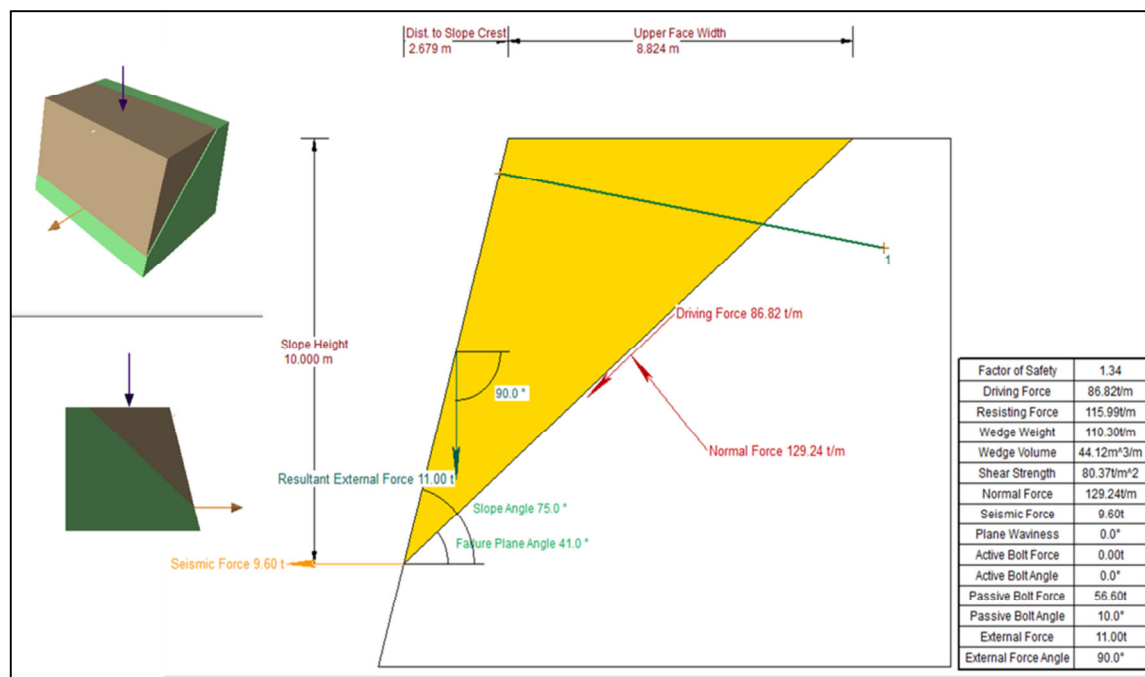


Figura 100 - Análise pseudoestática do maciço classificado como W3, com reforço estrutural (Modelo B).

Tabela 47 - Fatores de segurança e reforço necessário obtidos da análise de estabilidade de taludes em maciço classificado como W3.

	FS (Estática) ($FS \geq 1,5$)	FS (pseudoestática) ($FS \geq 1,3$)	Reforço necessário (kN/m)
Modelo A (inclinação 3:1)	1,5	1,3	1021
Modelo B (inclinação 4:1)	1,5	1,3	566

Para que a estabilidade seja assegurada, o sistema de pregagens a implementar, nos maciços classificado como W3, deve possuir as características apresentadas na Tabela 48. O reforço foi elaborado para varões de aço com 32mm de diâmetro e do tipo A500.

Tabela 48 - Características do sistema de pregagens a implementar em maciços classificados como W3.

	Reforço necessário (kN/m)	Tipo de Malha	Dimensão da malha (m × m)	Força necessária (kN/prego)	Comprimento do prego (m)	Inclinação relativamente à horizontal (°)
Modelo A	1021	Simples	1,25 × 1,25	160	9	10
		Quincôncio	1,5 × 1,5	115	8	
Modelo B	566	Simples	1,5 × 1,5	128	10	
		Quincôncio	2,5 × 2,5	177	10	

Análise de maciços classificados como W4-5

Para maciços classificados como W4-5 verificou-se que o talude é instável para inclinações 4:1 e outras inferiores (3:1, 2:1 e 1:1), obtendo-se um $FS < 1$. Posto isto, procedeu-se à estabilização do talude conjugando duas medidas: a alteração de geometria e a implementação de reforço estrutural, através da introdução de pregagens (Figuras 101 a 104). Para o primeiro pano do talude é necessário reduzir a inclinação do talude para 2:1 (63°), enquanto que para os restantes panos pode manter-se a inclinação proposta, de 4:1. A implementação do sistema de pregagens é necessária em todo o talude (Tabela 50). À semelhança do reforço calculado anteriormente, assumiram-se varões de aço de 32mm e do tipo A500. Desta forma, garantem-se fatores de segurança desejados (Tabela 49).

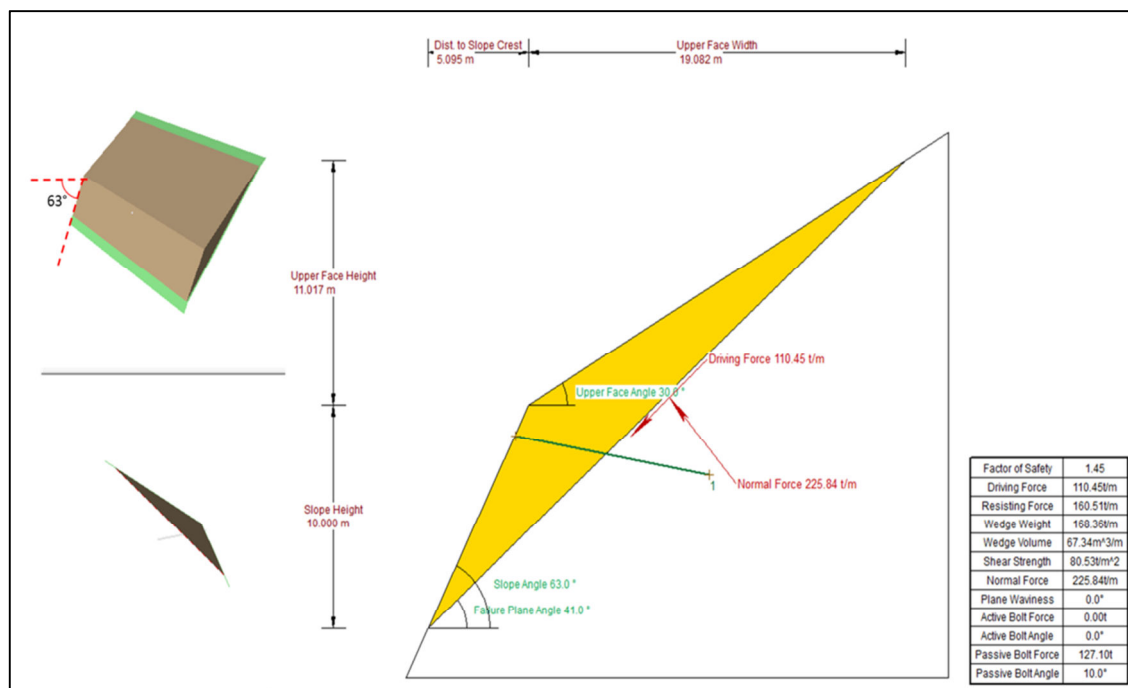


Figura 101 - Análise estática de maciços classificados como W4-5, com reforço estrutural (Modelo A).

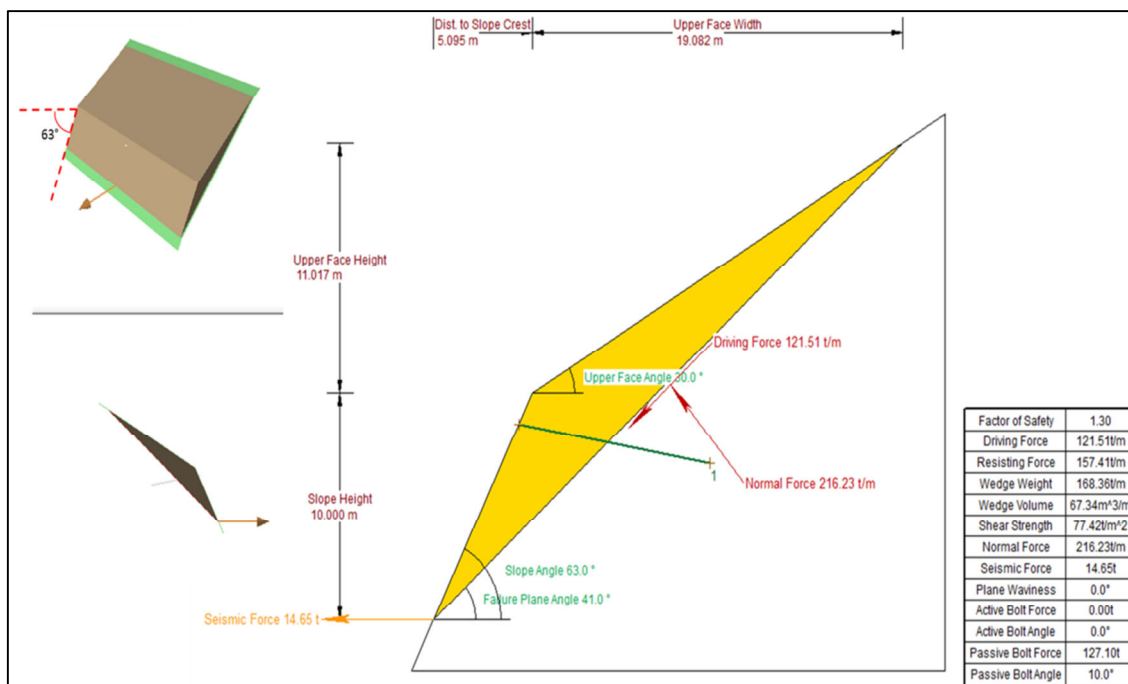


Figura 102 - Análise pseudoestática de maciços classificados como W4-5, com reforço estrutural (Modelo A).

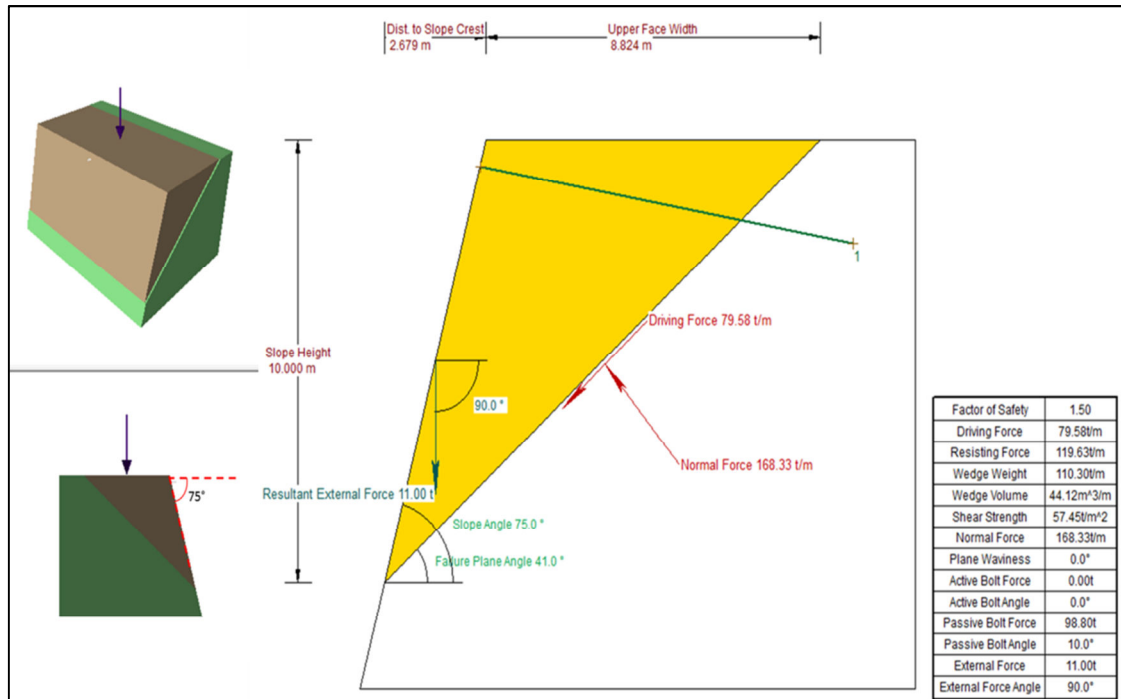


Figura 103 - Análise estática de maciços classificados como W4-5, com reforço estrutural (Modelo B).

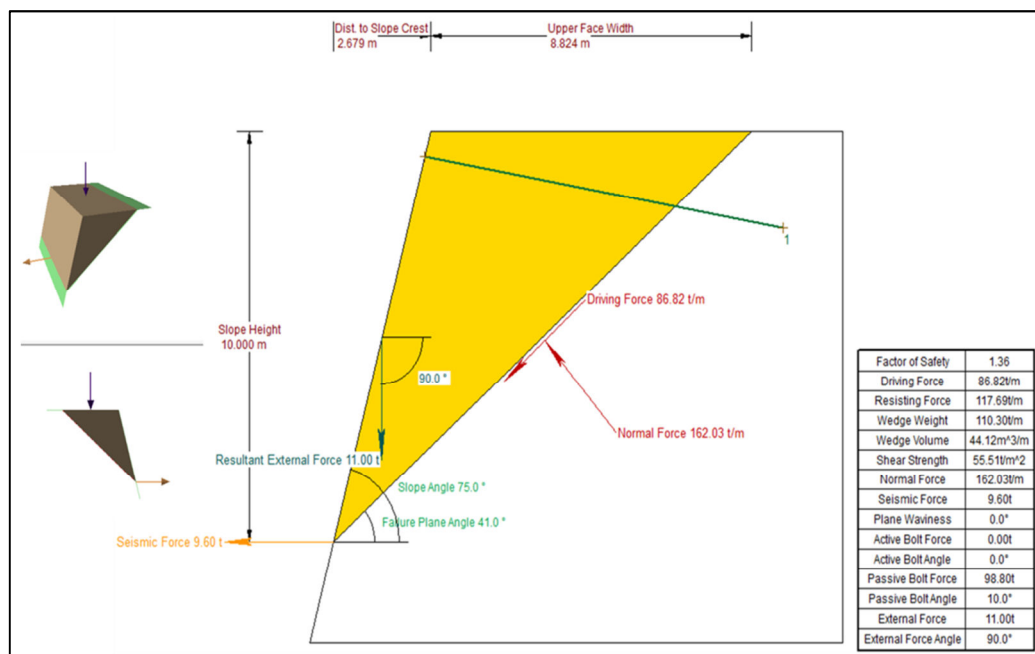


Figura 104 - Análise pseudoestática de maciços classificados como W4-5, com reforço estrutural (Modelo B).

Tabela 49 - Fatores de segurança e reforço necessário obtidos da análise de estabilidade de taludes em maciço classificado como W4-5.

	FS (Estática) (FS≥1,5)	FS (pseudoestática) (FS≥1,3)	Reforço necessário (kN/m)
Modelo A	1,5	1,3	1271
Modelo B	1,5	1,4	988

Tabela 50 - Características do sistema de pregagens a implementar em maciços classificados como W4-5.

	Reforço necessário (kN/m)	Tipo de Malha	Dimensão da malha (m × m)	Força necessária (kN/prego)	Comprimento do prego (m)	Inclinação relativamente à horizontal (°)
Modelo A	1271	Simples	1,25 × 1,25	199	9	10
		Quincôncio	1,5 × 1,5	143	8	
Modelo B	988	Simples	1,25 × 1,25	155	10	
		Quincôncio	2 × 2	198	11	

7.8 Taludes em aterro

Os taludes em aterro, para os quais se realiza a análise de estabilidade, possuem diferentes alturas, podendo variar entre 10 a 40 metros e inclinação de 1:1,5. Na Tabela 51, apresentam-se as localizações (Pk) e orientações dos aterros em estudo, fornecidos pelo cliente.

Os materiais disponíveis para a construção dos taludes em aterro são provenientes das escavações, sem necessidade de recorrer a terras de empréstimo. Os materiais foram analisados e caracterizados de forma perceber as suas características. Posteriormente foram escolhidos os materiais que verificavam as características exigidas para zonas específicas para aplicação em aterro. Para a análise de estabilidade foi considerada uma sobrecarga equivalente à carga induzida pelo comboio no aterro. O valor da sobrecarga, de 211kN/m², foi cedido pelo cliente.

A capacidade de carga do terreno de fundação do aterro não será alvo de estudo uma vez que não se enquadra nos objetivos desta dissertação.

Tabela 51 - Altura e orientação dos taludes em aterro.

Localização (Pk)	Altura Máxima (m)	Orientação (°)
70+200 - 70+420	21	215/SW
70+600 - 70+700	40	222/SW e 42/NE
71+680 - 71+880	34	222/SW e 42/NE
72+000 - 72+200	17	222/SW e 42/NE
72+480 - 72+540	22	222/SW e 42/NE
72+640 - 72+860	28	320/SW
73+260 - 73+400	10	237/SE
73+480 - 73+700	30	145/SE e 325/NW
73+900 - 74+000	16	220/SW
74+480 - 74+600	44	152/SE e 332/NW

7.8.1 Características e seleção dos materiais para aterro

De forma a estudar os materiais provenientes da escavação e caracterizar os mesmos, para a sua utilização nas diferentes zonas do aterro, realizaram-se vários ensaios e classificaram-se os materiais segundo a Classificação Unificada.

Após a análise dos dados obtidos dos vários ensaios (Tabela 29) e segundo as especificações do Caderno de Encargos Tipo Obra de Fevereiro 2009 das Estradas de Portugal (JAE, 2009), para classificação dos materiais enquanto solo, solo-enrocamento e enrocamento é possível concluir que todos os materiais são, do ponto de vista granulométrico, classificados como solos. Relativamente à utilização destes materiais para aterro, e segundo o Caderno de Encargos (JAE, 2009), é possível dizer que, no geral, todos os materiais podem ser utilizados em qualquer uma das zonas do aterro (PIA, Corpo e PSA).

7.8.2 Análise de estabilidade

Para a análise de estabilidade dos taludes em aterro selecionou-se o talude com 21m de altura (panos de 8m de altura e banquetas com 3m de largura) e inclinação de 1:1,5 (34°).

A análise efetuou-se somente para este talude, localizado entre o Pk 70+200 e 70+420 (Figura 105), uma vez que os restantes necessitarão de estudos específicos. Isto deve-se ao facto de a inclinação desejada pelo cliente (1:1,5) ser bastante semelhante à do terreno natural (aproximadamente 30°) e assim serem precisos aterros com uma grande extensão (entre 60 a 82 metros), o que torna a hipótese economicamente inviável (Figura 106). A inviabilidade desta solução encontra-se associada à quantidade de terrenos adjacentes que seria necessário expropriar, para execução dos aterros.

Assim para os restantes taludes, previamente identificados na Tabela 51, deve realizar-se um estudo específico, possivelmente uma análise de estabilização dos mesmos com recurso a terra armada.

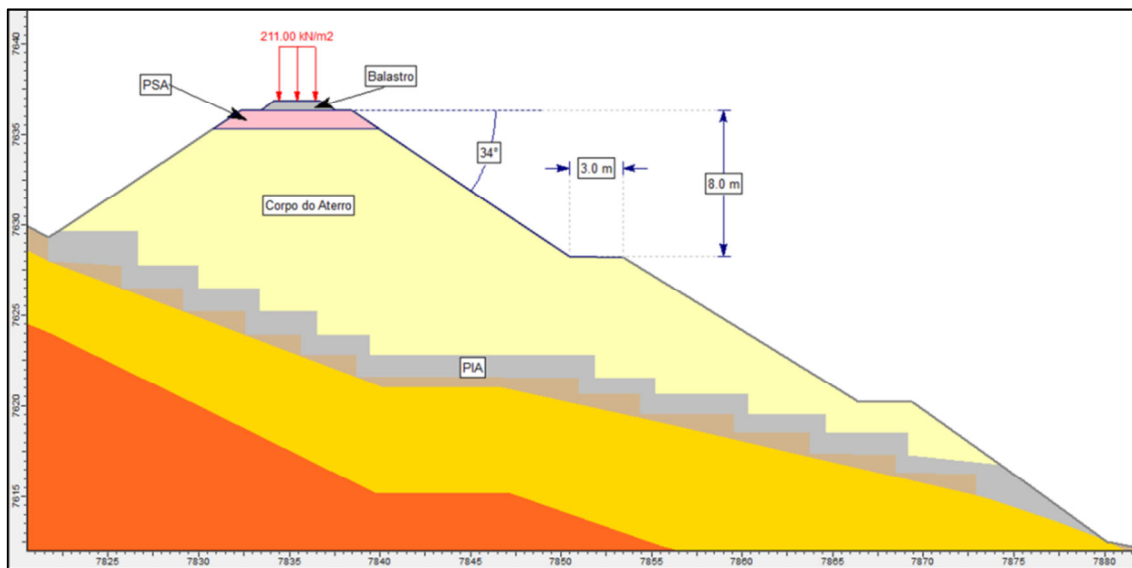


Figura 105 - Modelo de aterro a analisar, localizado entre o Pk 70+200 e 70+420.

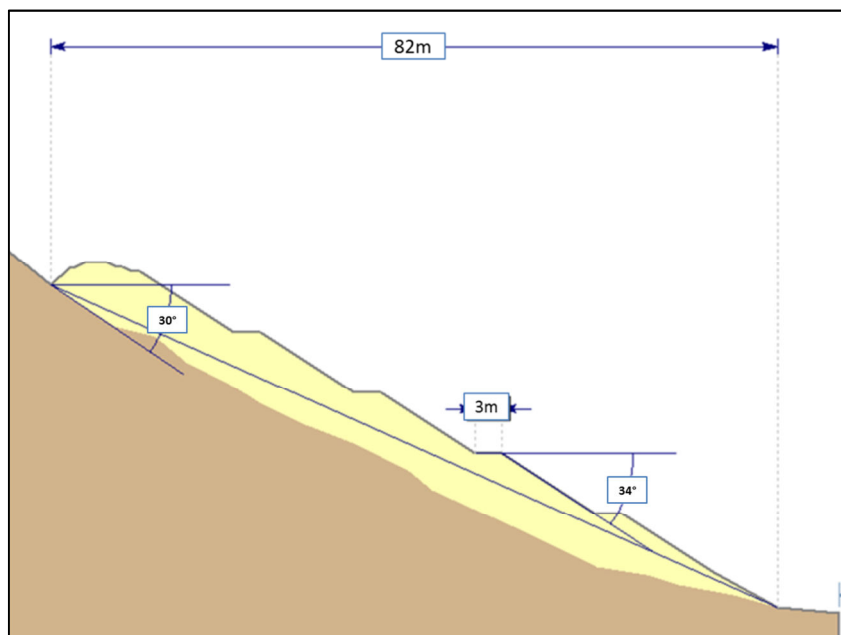


Figura 106 - Extensão dos aterros com inclinação 1:1,5, em terreno natural com inclinação de 34°.

Tal como foi referido anteriormente realizou-se a análise de estabilidade para o aterro que não apresenta qualquer problema de elevada extensão (Pk 70+200 e 70+420), de forma a avaliar a necessidade, ou não, de medidas de estabilização. A análise de estabilidade e o cálculo do fator de segurança foram efetuados a partir do método de Bishop Simplificado, descrito no capítulo 6.2.2.1, recorrendo ao *software Slide 5.0 da Rocscience®*.

Para a análise do aterro em questão considerou-se que este é constituído por materiais classificados como solos e que estes materiais possuem os parâmetros definidos na Tabela 52. Adotaram-se, como propriedades dos materiais constituintes do aterro, os valores conservativos definidos no zoneamento geotécnico (Solo residual - G2). No entanto, para o parâmetro de coesão, adotou-se um valor nulo uma vez que a coesão será perdida aquando dos trabalhos de espalhamento e compactação do material, durante os trabalhos de terraplanagem. Para além disso, e como já foi referido, a área de estudo enquadra-se numa zona tectonicamente ativa pelo que o embricamento entre as partículas, que promoveria uma coesão aparente do material, facilmente é dissipado aquando ocorrência de um sismo e por isso adotou-se um valor nulo para o parâmetro de coesão, garantindo assim uma análise de estabilidade conservativa.

Tabela 52 - Parâmetros adotados para a análise de estabilidade do aterro.

Ângulo de atrito - ϕ' (°)	Coesão - c' (kPa)	Peso volúmico - γ (kN/m ³)
32	0	20

A análise de estabilidade realizou-se para a situação estática e pseudoestática, sendo os fatores de segurança a adotar de 1,25 e 1,1, respetivamente. Os fatores apresentados foram definidos pelo cliente. Para a análise pseudoestática definiu-se ainda o coeficiente sísmico horizontal - k_h que, segundo Kijko (2002) e Wyllie et al. (2004), para a zona de estudo corresponde a 0,124.

Uma vez que os materiais selecionados podem incorporar diferentes zonas do aterro, é necessário definir as respetivas espessuras de cada zona. Uma vez que não se dispõe de informação necessária, para definição das espessuras das várias camadas, adotou-se uma estrutura possível e concordante com as especificações do Caderno de Encargos Tipo Obra de Fevereiro 2009 das Estradas de Portugal, destacando-se as seguintes condições (JAE, 2009):

- Os materiais usados para a construção da PIA do aterro consistem em materiais insensíveis à água, de forma a permitir uma drenagem adequada;
- A PIA deve ser constituída por duas camadas: uma primeira devido aos trabalhos de decapagem do terreno natural e uma segunda camada drenante, que impeça que as águas de escorrência contactem diretamente com o corpo do aterro, de forma a que se infiltrem no mesmo;
- Devido à inclinação do terreno natural é importante que se disponha, na PIA, de uma superfície em degraus de forma a assegurar uma ligação adequada entre o aterro e o terreno natural (Figura 105).

Relativamente à espessura da PSA, esta foi definida em função de alguns dados cedidos pelo cliente nomeadamente: a espessura da PSA deve ser tal que cumpra com um módulo de deformabilidade de 15MPa até 1 metro de profundidade. Estudos anteriores realizados pela empresa, com materiais de características semelhantes, permitem realizar a análise de estabilidade assegurando o módulo de deformabilidade requerido, considerando um grau de compactação igual ou superior a 95%. No entanto deverão ser realizados ensaios, como por exemplo ensaios de carga em placa, que confirmem este valor aquando da execução do aterro.

Após todos os parâmetros e características geométricas estarem definidos procedeu-se à análise de estabilidade estática e pseudoestática (Figuras 107 e 108). A partir da análise de ambas as situações, estática e pseudoestática, concluiu-se que não é garantida a estabilidade do aterro se construído com os materiais previamente referidos, sendo que $FS=1,15$ ($<1,25$) e $FS = 0,888$ ($<1,1$).

Desta forma, procedeu-se a uma retroanálise de forma a analisar quais os parâmetros resistentes necessários para que seja garantida a estabilidade do aterro.

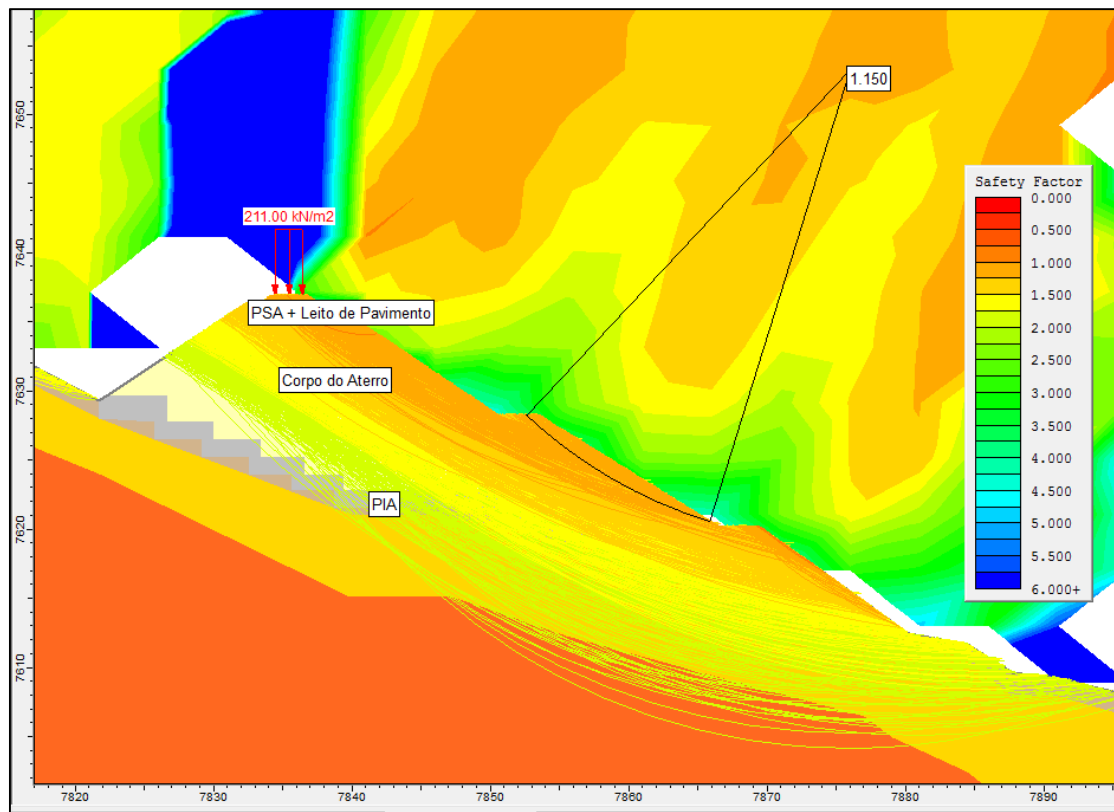


Figura 107- Análise de estabilidade estática do aterro.

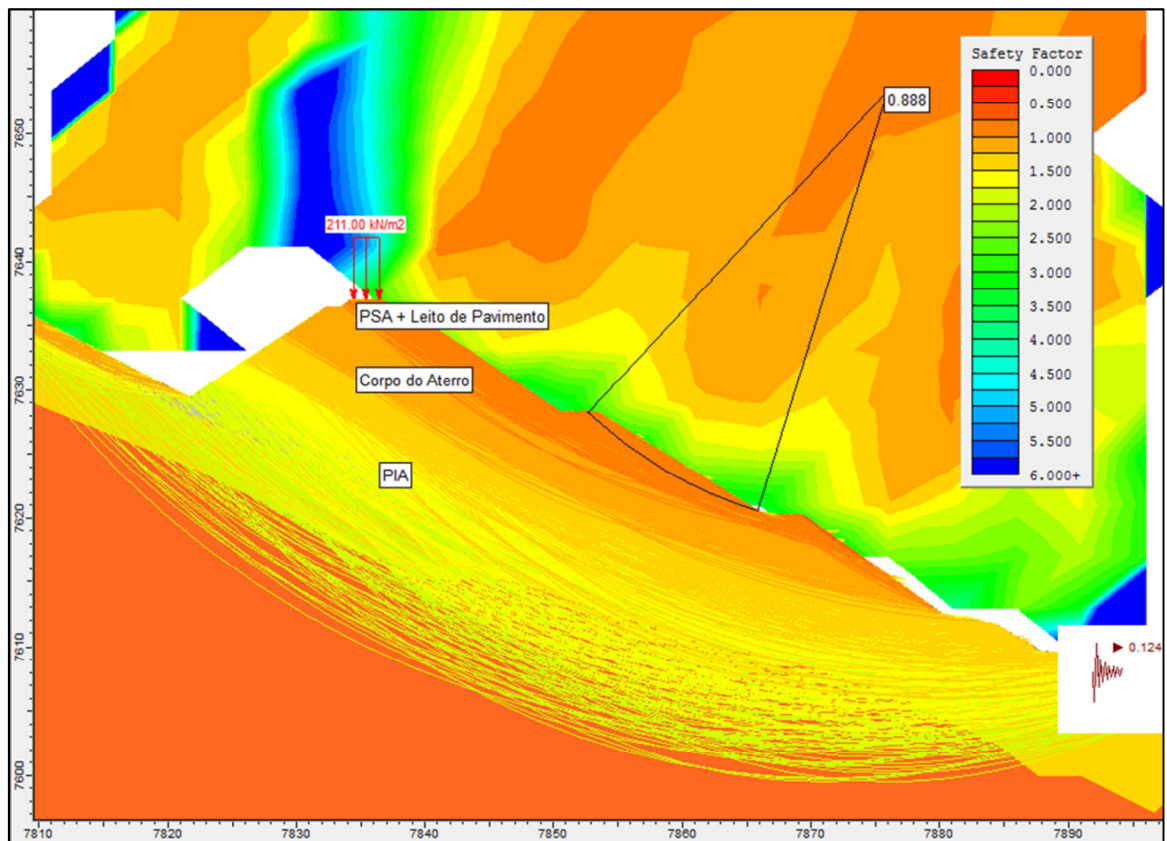


Figura 108 - Análise de estabilidade pseudoestática do aterro.

A partir da retroanálise foi possível concluir que os materiais usados nas zonas de PSA, Corpo do aterro e PIA devem de ter melhores parâmetros resistentes nomeadamente, um ângulo de atrito superior, uma vez que a coesão se mantém nula pelos motivos anteriormente descritos. Assim, para que a estabilidade seja assegurada, em condições estáticas e pseudoestáticas, o ângulo de atrito mínimo admissível é de 40° (Figuras 109 e 110) (Tabela 53).

Tabela 53 - Ângulo de atrito necessário que a estabilidade do aterro seja garantida.

Análise de estabilidade	Ângulo de atrito - ϕ'
Análise estática (FS = 1,25)	40°
Análise pseudoestática (FS = 1,1)	

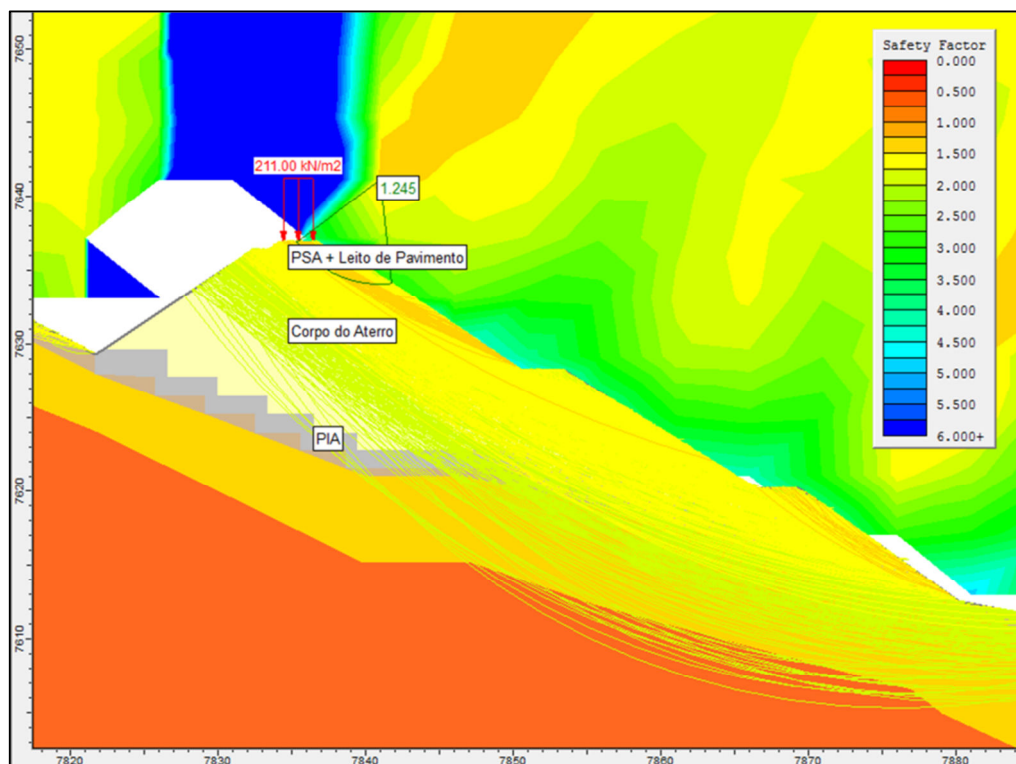


Figura 109 – Análise de estabilidade estática para os parâmetros obtidos da retro-análise.

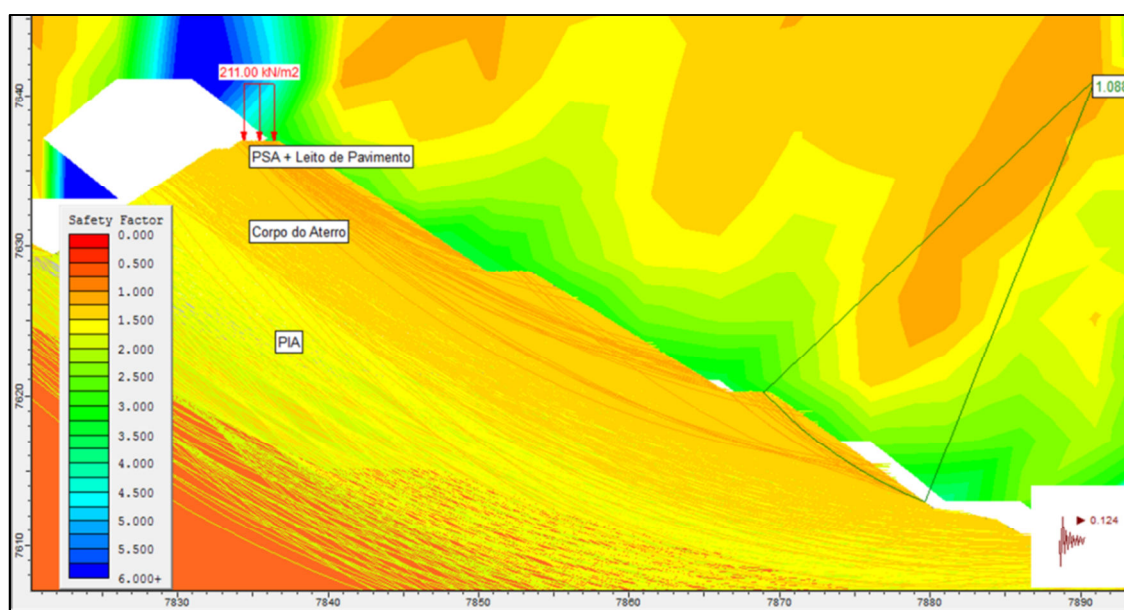


Figura 110 – Análise de estabilidade pseudoestática para os parâmetros obtidos da retro-análise.

Capítulo 8 : Conclusões

O estudo de caso desenvolvido, no âmbito do estágio curricular na empresa Mota-Engil Engenharia e Construção S.A, enquadra-se no projeto Corredor de Nacala e refere-se à construção de uma linha de caminho de ferro. Este estudo surgiu no âmbito de uma proposta de reavaliação do projeto inicial, pela empresa Mota-Engil, de forma a cumprir com os prazos inicialmente estipulados para construção da obra e, também, de forma a reduzir os custos económicos associados ao projeto inicial. Para além dos fatores mencionados é pertinente referir a grandiosidade da obra em si e a localização da mesma, que exigem uma logística superior relativamente a outras obras, por exemplo às obras executadas em Portugal.

Uma obra desta dimensão envolve muitas vezes a cooperação de várias empresas e por isso existem algumas considerações técnicas a fazer. Antes de mais, como já foi referido, as análises de estabilidade desenvolvidas nesta dissertação foram baseadas em estudos e ensaios previamente elaborados, destinados ao desenvolvimento do projeto inicial. Para além disso, a existência de poucos dados de ensaios é consequência do facto da zona de estudo se enquadrar numa zona de bastante difícil acesso.

De uma maneira geral, o estudo de caso desenvolvido ao longo desta dissertação, permitiu explorar e adquirir *know how* sobre como aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo de todo o percurso académico. Para além disso, foi possível ter consciência que é necessária uma boa capacidade de resposta, perante os curtos prazos e meios financeiros disponíveis, e ainda ter noção que é necessário saber lidar com possíveis alterações de projeto, que podem surgir em função das inesperadas situações que podem ocorrer aquando da construção de uma obra.

Relativamente à análise dos taludes de escavação, após efetuar a avaliação de estabilidade para as várias situações que se podem encontrar durante os trabalhos de escavação, podem resumir-se as seguintes considerações e soluções de estabilização (sumarizadas na Tabela 54) para maciço rochoso e maciço terroso:

a) Na maioria dos casos estudados, as inclinações propostas pelo cliente de 4:1 são demasiado agressivas tornando, por vezes, o sistema de pregagens inviável para estas inclinações. Assim torna-se necessário, em várias situações, recorrer à combinação de várias metodologias de estabilização, nomeadamente alteração de geometria, colocação de pregagens com betão projetado ou rede metálica e sistemas de drenagem.

b) É possível que sejam intercetadas camadas de pequena espessura de solo transportado, no topo dos taludes de escavação, no entanto a sua análise de estabilidade não foi efetuada uma vez que a espessura destas camadas não ultrapassa 1m e por isso pode ser considerada como uma continuação das camadas superiores, mais alteradas (solo residual/macico W4-5). Esta pequena espessura permite também que, caso necessário, a sua remoção seja de bastante fácil execução.

c) Para solos deverá implementar-se um sistema de reforço com recurso a pregagens com uma força por prego de 200kN. O reforço estrutural deverá ser complementado com a projeção de betão.

d) A análise de estabilidade dos maciços classificados como W4-5 foi efetuada considerando dois comportamentos possíveis: um comportamento do maciço enquanto solo e outro enquanto rocha. Para o estudo do comportamento enquanto rocha consideraram-se os parâmetros dos elementos de fraqueza destes maciços, ou seja das descontinuidades (JRC, JCS e ângulo de atrito residual). Para o estudo do comportamento do maciço enquanto solo consideraram-se os valores definidos no zonamento geotécnico, cujos valores foram obtidos com base em experiências semelhantes desenvolvidas por Cruz (2010), devido à falta de informação/dados de sondagens sobre estes materiais. Foi definida uma nova campanha de ensaios *in situ* e de laboratório de forma a caracterizar melhor os IGMs (e também os solos residuais), no entanto não foram obtidos resultados até à data de término desta dissertação.

e) Ainda relativamente a este tipo de maciços, classificados como W4-5, na tabela resumo apenas são apresentadas as soluções de estabilização referentes à pior situação, entre os dois tipos de comportamento possíveis, terroso e rochoso. Assim, na presença de maciços classificados como W4-5, as soluções de estabilização a implementar deverão ser as consideradas para maciços W4-5 enquanto comportamento rochoso.

f) Para maciços rochosos decompostos (maciços classificados como W4-5) deverá proceder-se a uma modificação da geometria do 1.º pano do talude com redução da inclinação de 4:1 para 2:1. Os restantes panos poderão manter a inclinação proposta pelo cliente, isto é, de 4:1. No entanto é necessária, para além da modificação de geometria e para todos os panos do talude, a implementação de um sistema de pregagens com uma força total entre 988 e 1271 kN/m, em função do pano do talude. Para além disso, uma vez que o sistema de pregagens por si só não é eficaz em caso de rotura circular, que como foi visto é possível que ocorra neste tipo de maciços, deverá ser instalado um sistema de proteção superficial, mais precisamente betão projetado.

g) Para maciços rochosos classificados como W3 poderá manter-se a inclinação proposta de 4:1, à exceção do 1.º pano que requer uma diminuição da inclinação para 3:1. Deverá ainda instalar-se um sistema de pregagens, em todo o talude, com uma força total entre 566 e 1021 kN/m, em função do pano do talude.

h) Ainda para maciços rochosos classificados como W3, de forma a dissipar potenciais roturas por *toppling*, deverá estudar-se a possibilidade de colocação de medidas de proteção superficial, através da colocação de redes metálicas. A adoção e escolha da rede deverão ser feitas em função do tamanho dos blocos que constituem o maciço. Assim, para os maciços rochosos com um tamanho de bloco significativo, isto é com elevada continuidade (entre 10-20m e > 20m) e espaçamento medianamente afastado (F3), o sistema de reforço estrutural (referido na alínea anterior) será suficiente. No entanto se, ao longo dos trabalhos de escavação, se verificar que o tamanho de bloco é de dimensão inferior deverá implementar-se uma rede metálica.

i) Para maciços classificados como W1-2 não são necessárias quaisquer medidas de estabilização para prevenir as roturas planar e por cunha. No entanto, para prevenir a rotura por *toppling* será necessário implementar-se uma rede metálica. Deverá ser elaborado um estudo, nomeadamente aquando do acompanhamento dos trabalhos de escavação, de forma a escolher a rede metálica que melhor se adequa ao tamanho de bloco e ainda, caso o tamanho do bloco assim o exija, considerar a hipótese de aplicação de um sistema de pregagens.

j) Assim, com a implementação destas medidas de estabilização, previnem-se as roturas planar, por cunha e por *toppling* em maciços rochosos, provocadas pela família de descontinuidade 3 (para as roturas planar e por cunha) e pela família 1b (para a rotura por *toppling*), tal como identificado na análise do potencial de rotura.

k) A análise de estabilidade realizada foi efetuada em regime seco uma vez que a implementação de um adequado sistema de drenagem permite que a água seja evacuada, para que não afete a estabilidade do talude. Para além disso, o sistema de drenagem proposto diminui a velocidade dos processos de erosão e meteorização do maciço.

l) O sistema de drenagem deverá ser constituído por drenagem superficial, de forma a escoar as águas superficiais, e, quando necessário, por drenagem profunda, de forma a impedir que o nível freático afete a estabilidade dos taludes. A drenagem superficial deverá consistir, pelo menos, na instalação de valetas de crista, de banquetas e de plataforma. Se necessário, deverá ainda implementar-se a instalação de uma malha de geodrenos.

Relativamente à análise de estabilidade de taludes em aterro, podem resumir-se as seguintes considerações e soluções de estabilização:

a) A primeira análise de estabilidade efetuada, para o talude localizado entre o Pk 70+200 e 70+420, permitiu concluir que as geometrias desejadas pelo cliente são demasiado agressivas para as características dos materiais constituintes do aterro. Desta forma procedeu-se à análise de estabilização do talude através da alteração da geometria do mesmo, o que demonstrou ser inviável devido à expropriação associada a tal solução. Assim, caso o cliente deseje manter a geometria inicialmente proposta e os mesmos materiais para a construção do aterro será necessário efetuar um estudo específico, à semelhança dos restantes aterros.

b) Sabendo que o ângulo de atrito dos materiais classificados como solo-enrocamento/enrocamento é geralmente superior ao ângulo de atrito dos materiais classificados como solos, torna-se pertinente analisar uma possível solução com construção do aterro com recurso a material classificado como solo-enrocamento, e não somente como solo. Isto porque:

- Os ensaios foram realizados em amostras recolhidas a pequenas profundidades (entre 0 e 3m), onde o material predominante é normalmente solo de cobertura e/ou solo residual. Assim, os parâmetros resistentes obtidos e usados na análise podem não ser representativos de materiais que se localizem a profundidades superiores;
- As escavações realizadas atingem, em alguns locais, profundidades consideráveis (aproximadamente 50 metros de profundidade) onde, segundo o zonamento geotécnico e segundo a tendência para a diminuição dos graus de alteração com a profundidade, se espera que o material proveniente dessas escavações seja de natureza pétreia, ou seja, de granulometria mais grosseira do que o material ensaiado.

c) Posto o descrito em b) e uma vez que, segundo a retroanálise, o ângulo de atrito mínimo admissível é de 40°, esta solução é considerada possível pois a experiência da empresa em estudos semelhantes permite garantir este parâmetro. No entanto a realização de ensaios sobre amostras de solo-enrocamento, obtidas antes da sua utilização nas obras de aterro, é indispensável para poder garantir os parâmetros desejáveis. Caso o valor de 40° não seja garantido será necessário, também para esta solução, a realização de estudos específicos com recurso a medidas de estabilização.

d) É ainda importante referir que deverão ser realizados ensaios para controlo e verificação da compactação necessária para o aterro.

e) A análise de estabilidade realizada foi efetuada em regime seco uma vez que não foram detetados níveis freáticos nas sondagens realizadas e a implementação de um adequado sistema de drenagem permite que as águas superficiais sejam evacuadas de forma a que não afetem a estabilidade do aterro. O sistema de drenagem deverá ser constituído, pelo menos, por valetas de berma, de banquetas e de pé do talude. Caso necessário deverá ainda implementar-se um sistema de drenagem profunda. O sistema de drenagem proposto diminui a velocidade dos processos de erosão e meteorização do maciço. Ainda de forma a mitigar os processos de erosão e meteorização do maciço é aconselhável a implementação de vegetação sobre o talude, ou seja, trabalhos de recobrimento das faces do talude com terra vegetal.

De forma a garantir a qualidade dos trabalhos desenvolvidos ao longo da obra é bastante importante que haja o acompanhamento das obras de escavação e de aterro, através do levantamento de novos dados, da realização de novos ensaios (*in situ* e de laboratório) e da execução de novas análises de estabilidade. Este acompanhamento, para além de se tratar de uma boa prática em todas as obras, é

pertinente para que os parâmetros e características dos maciços sejam confirmados, para que os pressupostos sejam validados e que as soluções propostas se mantenham eficazes. É ainda importante uma vez que a obra se situa numa zona tectonicamente ativa, o que pode promover uma alteração significativa dos parâmetros das descontinuidades e até do tipo de material encontrado.

Tabela 54 - Resumo das soluções de estabilização analisadas para os taludes de escavação, de forma a que sejam cumpridos os fatores de segurança desejados de 1,5 e 1,3, para as análises estática e pseudoestática, respetivamente.

Classificação do Maciço	Inclinação do talude	Medida de estabilização	Tipo de malha	Dimensão da malha (v:h)	Força necessária por prego (kN)	Tipo Aço/Diâmetro do varão	Comprimento (m)	Inclinação relativamente à horizontal (°)
Solo Residual	1:1	Pregagens Betão projetado Drenagem	Simples	2,0 × 2,0	200	A500/32	7	15
Maciço Rochoso W4-5 Primeiro pano	2:1	Alteração de geometria Pregagens Betão projetado Drenagem	Simples	1,25 × 1,25	199 (1271kN/m necessários)		9	10
			Quincôncio	1,5 × 1,5	127 (1271kN/m necessários)		8	
Maciço Rochoso W4-5 Restantes panos	4:1	Pregagens Betão projetado Drenagem	Simples	1,25 × 1,25	155 (988kN/m necessários)		10	
			Quincôncio	2,0 × 2,0	198 (988kN/m necessários)		11	
Maciço Rochoso W3 Primeiro pano	3:1	Pregagens Drenagem Rede metálica	Simples	1,25 × 1,25	160 (1021kN/m necessários)		9	
			Quincôncio	1,5 × 1,5	115 (1021kN/m necessários)		8	
Maciço Rochoso W3 Restantes panos	4:1	Pregagens Drenagem Rede metálica	Simples	1,5 × 1,5	128 (566kN/m necessários)		10	
			Quincôncio	2,5 × 2,5	177 (566kN/m necessários)		10	
Maciço Rochoso W1-2	4:1	Rede metálica ou Pregagens	--	--	--	--	--	--

Capítulo 9 Sugestões para trabalhos futuros

No âmbito da geotecnia existem vários aspetos que ainda podem, e devem, ser estudados e melhorados. Em seguida apresentam-se algumas sugestões de investigação cuja pertinência sobressaiu durante a execução do presente estudo, nomeadamente relativas a maciços terrosos, aos *Intermediate Geomaterials* - IGMs e aos maciços rochosos.

No primeiro caso, relativamente a maciços terrosos, aponta-se o desenvolvimento de estudos referentes à definição dos limites de Atterberg. Estes consideram-se bastante pertinentes uma vez que as classificações de solos, entre as quais a classificação unificada (USCS), se baseiam nos limites de liquidez e de plasticidade para efetuar as respetivas classificações. Assim, e uma vez que a qualidade dos ensaios para determinação destes limites é bastante dependente do operador, sugere-se a realização de mais estudos que permitam definir a influência do operador nos resultados dos ensaios e que permitam a investigação de métodos menos dependentes do operador. Entre vários estudos já desenvolvidos, destaca-se o estudo desenvolvido por Matteo (2012) sobre a comparação da determinação dos limites com recurso à concha de Casagrande e ao penetrómetro de cone. O penetrómetro de cone é efetivamente mais fiável, por ser menos dependente do operador relativamente à concha de Casagrande, no entanto a maioria das classificações de solos ainda não foram “atualizadas”. Assim sugere-se que sejam desenvolvidos estudos que permitam sintonizar o método mais fiável e menos dependente do operador às classificações de solos existentes, de forma a obter resultados finais mais realistas.

No segundo caso, relativo aos *Intermediate Geomaterials* – IGMs, estes materiais ainda não são atualmente fáceis de interpretar, nomeadamente no que se refere à caracterização (principalmente através de ensaios *in situ*) e classificação dos mesmos. A dificuldade está em caracterizar os materiais porque englobam dois parâmetros de resistência e sobretudo porque as expressões deduzidas para solos sedimentares não se aplicam nestes casos. O trabalho pioneiro neste domínio, apresentado por Cruz (2010) em materiais graníticos, deverá ser aprofundado e alargado a outros tipos de solos.

Por último, para os maciços rochosos, tal como foi abordado no capítulo referente à caracterização de maciços, Li et al. (2009) propuseram algumas modificações ao método de cálculo do índice RQD, propondo a sua substituição pelo RQDc. O Índice proposto, o RQDc, é indubitavelmente mais fiável que o anterior RQD. Assim, de forma a poder também aumentar a fiabilidade das diversas classificações estimadas a partir deste índice, é apropriado o desenvolvimento de vários novos estudos de aplicação do RQDc em classificações geomecânicas, como o RMR (e consequentemente o GSI). Estes estudos permitirão efetuar o *upgrade* das classificações, tornando-as mais realistas. Para além disto, para os critérios de rotura para maciços rochosos, Hoek et al. (2002) propõem a introdução de um fator, o fator de perturbação – D, no critério de rotura proposto inicialmente por Hoek & Brown (1994). A inclusão deste fator, como foi visto no capítulo 4.2.3, introduz no critério a perturbação induzida pelo método de desmonte, o que permite otimizar o critério inicialmente proposto (1994). No entanto a

reformulação de Hoek et al. (2002) é ainda pouco usada, uma vez que ainda não é possível obter o fator de perturbação de forma direta nem existe experiência suficiente para estimar este fator com alguma precisão. Assim, o desenvolvimento de trabalhos acerca da determinação do fator de perturbação – D permitiria o uso deste com segurança e consequentemente uma maior fiabilidade do critério de Hoek & Brown (2002).

Capítulo 10 Bibliografia

- Abramson, L., Lee, T., Sharma, S., & Boyce, G. (2002). *Slope stability and stabilization methods 2nd Ed.* New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Administration, U. D. (10 de março de 2013). *Geotechnical aspects of pavements reference manual*. Obtido de Geotechnical Engineering - U.S. Department of Transportation: <http://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/05037/05a.cfm>
- Aysen, A. (2005). *Soil Mechanics - Basic Concepts and Engineering Applications*. London, UK: Taylor & Francis Group Inc.
- Barton, N. (1977). A relationship between joint roughness and joint shear strength. *Proc. Int. symp. on Rock Fracture, Nancy*, 1-8.
- Barton, N. (1981). Shear strength investigations for surface mining. *3rd Int. Conf. on Stability Surface Mining*.
- Benta, A. (2012). *Apontamentos de geotecnia rodoviária e pavimentação*. Aveiro: Universidade de Aveiro.
- Bieniawski, Z. (1973). *Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends*. USA: Pennsylvania State University.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classification*. Ed. John Wiley and Sons.
- Bieniawski, Z., & Franklin, J. (1972). Suggested Methods for determining the Uniaxial compressive Strength for rock mechanics and the Point Load Strength index. *Comission of Standarlizartion of Laboratory and field tests - International Society for Rock Mechanics*.
- Blight, G. E. (1997). *Mechanics of residual soils*. Rotterdam: Balkema.
- Brady, B., & Brown, E. (2006). *Rock mechanics for underground mining*. Netherlands: Springer.
- Branco, J. (2008). *Caracterização de maciços rochosos. Resistência ao corte de diaclases. Tese de mestrado*. Aveiro: Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.
- Broch, E., & Franklin, J. (1972). The point-load strength test. *Int. Jou. Rock Mech. & Min. Sci.* 9, 669-697.
- Casagrande, A. (1948). Classification and identification of soils - No.113. *Trans. ASCE*, 901-992.
- Clayton, C., Matthews, M., & Simon, N. (1995). *Site Investigations*. Ed. Blackwell Science.
- CMA, C. (20 de abril de 2013). *Corangamite Soil Health Strategy 2006-2012*. Obtido de Corangamite Soil Health Strategy 2006-2012: <http://www.ccma.vic.gov.au/soilhealth/photos.htm>

- Consulting, S. (14 de abril de 2013). *SRK Consulting: Pit and Dump Slope Stability, Slope Design Optimisation*. Obtido de SRK Consulting: natural resource solutions: SRK Consulting (UK) Ltd.: <http://www.srk.co.uk/en/service/uk-pit-and-dump-slope-stability-slope-design-optimisation>
- Craig, R. (1974). *Craig's Soil Mechanics 7th Ed.* New Work: Taylor & Francis.
- Cruz, N. (2010). *Modelling geomechanics of residual soils with DMT tests - Tese de doutoramento. Universidade do Porto.* Porto: FEUP.
- Cunha, A. (1990). *Scale effects in rock mechanics*. Ed. Balkema.
- Deere, D. (1963). Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. *Felsmechanik and Ingenieur geologie (Rock Mechanics and engineering Geology) Vol. I, No. 1*, 16-22.
- Dinis da Gama, C., Caranhola, H., & Reis e Sousa, M. (2002). Método expedito para determinação das características de corte de rochas de deslizamento de diaclases. *8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa*.
- Ewan, V., & West, G. (1981). *Reproductibility of joint orientation measurements in rock*. Crowthorne, Berks: Departament of the Environment, Department of Transport TRL Report SR702.
- Farmer, I. (1968). *Engineering properties of rocks*. Spon Ltd. London.
- Farmer, I. (1992). Deficiencies in rock test data. *Rock Characterization: ISRM Symposium, Eurock.*, 298-303.
- Folque, J. (1987). *Introdução à Mecânica dos Solos*. Lisboa: LNEC.
- Geological Society, L. (1995). The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. *Report by the Geological Society Engineering Group Working Party no. 28*, 207-242.
- Geoscience. (15 de fevereiro de 2013). *Geoscience Education*. Obtido de Department of Geoscience - University of Wisconsin-Madison: <http://geoscience.wisc.edu/>
- Giani, G. (1992). *Rock Slope Stability Analysis*. Rotterdam, Netherlands: A. A. Balkema.
- Goodman, R. (1980). *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock*. New York: Wiley and Sons.
- Goodman, R. (1989). *Introduction to rock mechanics*. New York: J.Wiley & Sons.
- H. C. (24 de março de 2013). *Programme Countries - Malawi*. Obtido de gorta - make hunger history: <http://www.gorta.org/home/where-we-work/programme-countries/malawi/>
- Hebei PengRui Wire Mesh Manufacture Co., l. w. (20 de 04 de 2013). *Hebei PengRui Wire Mesh Manufacture Co.* Obtido de Hebei PengRui Wire Mesh Manufacture Co.: <http://www.prwiremesh.com/wire-mesh-blog/MESH/8.html>
- Hoek, E. (1994). *Strength of rock and rock masses*. ISRM News Journal 2(2): 4-16.
- Hoek, E. (2012). Blast Damage Factor - D. *RocNews*, 1-7.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering 3rd Edition*. London: IMM.
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1994). Empirical Strength Criterion for Rock Mass. *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE Vol. 106. No. GT9*, 1013-1035.

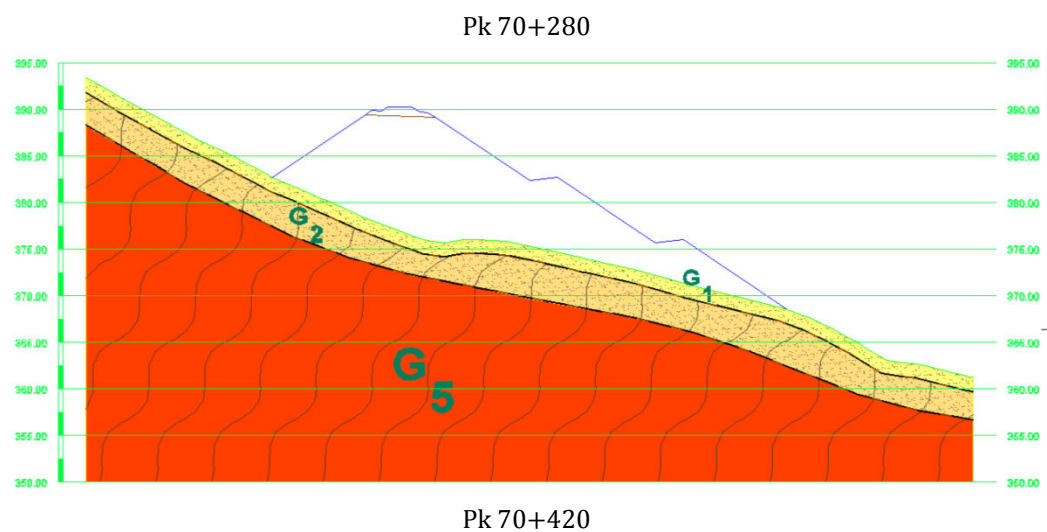
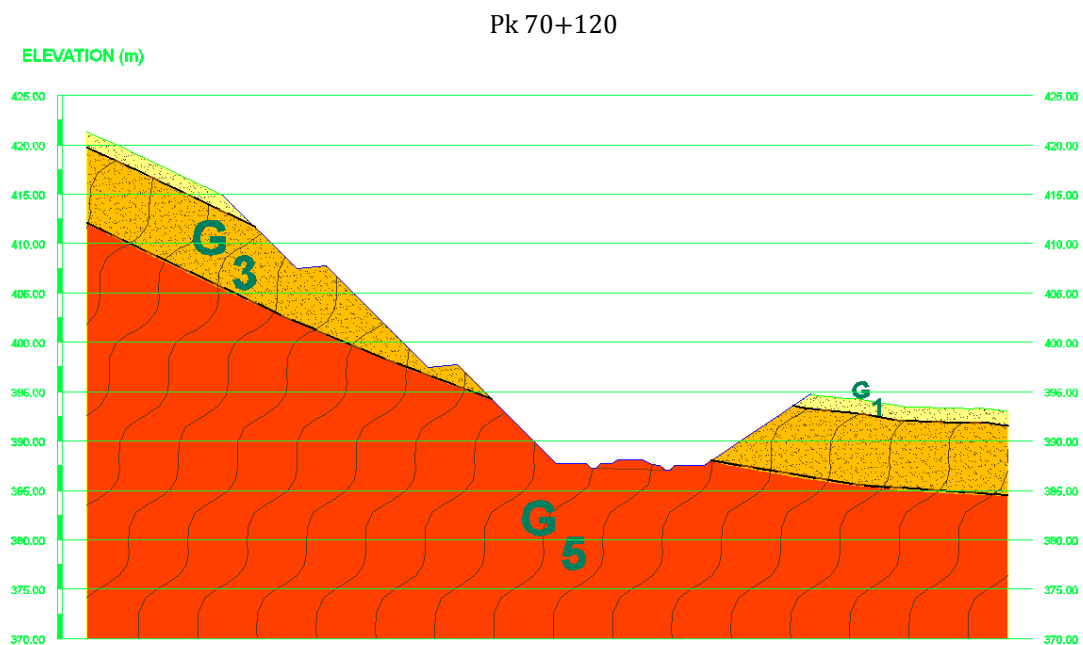
- Hoek, E., & Marinos, P. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for weak and sheared rock masses - the case of the Atenhs schist formation. *Bull Eng.Geol. Env.* 57(2), 151-160.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion. *Proc. NARMS-TAC Conference*, (pp. 267-273). Toronto.
- Hudson, J. H. (2005). *Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the principles*. United Kingdom: Elsevier Ltd.
- IGME. (1987). *Manual de Taludes*. Madrid: Instituto Geologico y Minero de España.
- ISRM. (1978). Commission for Standardization of Laboratory and Field Tests. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Joint Rock Mechanics Min. Sci.*, 319-368.
- ISRM. (1981). *Rock Carachterization. Testing and monitoring. ISRM suggested methods. Commision on testing and monitoring.Int. Soc. for Rock Mechanics*. Pergamon Press.
- JAE, S. (Fevereiro 2009). *Caderno de Encargos Tipo Obra - 14.01 Terraplanagem: Características dos materiais*. Estradas de Portugal, S.A.
- Kijko, A. (2002). *Addendum to Detailed Design level Probabilistic Seismic Hazard Analysis - Tete-Nacala Railway Line, Mozambique*. Confidential Report No. 2011-008 (Rev. 0.0).
- Kliche, C. A. (1999). *Rock Slope Stability*. Littleton, USA: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME).
- Lambe, T. (1969). *Soil Mechanics - Series in Soil Engineering*. USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Li, L., Ouellet, S., & Aubertin, M. (2009). An improved definition of Rock Quality Designation, RQDc. *ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium* (pp. 1-10). Toronto: M.Diederichs and G.Grasseli.
- Little, A. (1969). The engineering classification of residual tropical soils. *Proc. Special Session, VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. I*, 1-10.
- Lu, M. (2003). *Development and Application of Discontinuous Modeling for Rock Engineering*. Netherlands: A.A. Balkema.
- M. D. (2009). *Malawi - Mineral Sector Review*. Malawi: Oil, gas, mining and chemicals department.
- M. S. (3 de fevereiro de 2013). *MATEST - Material Test Equipment*. Obtido de MATEST - Material Test Equipment:
<http://www.matest.com/prodotti/prodotti.asp?sec=2&iPageNumProdottiNonLegati=6&iPageNumCategorie=3&>
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne*.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of the Engineering Geology & the Environment (IAEG) No.60*, 85-92.
- Marinos, V., & Hoek, E. (2005). The Geological Strenght Index: applications and limitations. *Bull Eng. Geol. Environ.* 64, 55-65.

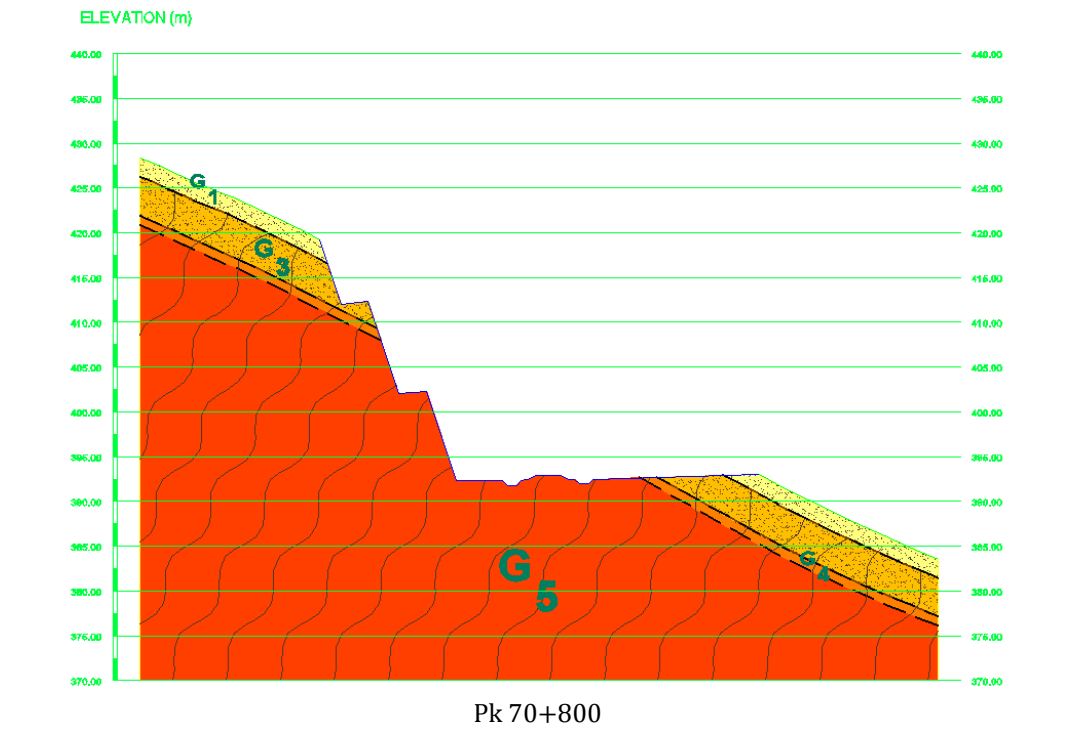
- Markland, J. (1972). A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected. *Imp. Coll. Rock Mech.*
- Matherson, G. (1983). *Rock stability assesment in preliminary site investigations - graphical methods*. Crowthorne, Berks: TRRL Reports LR 1039 Transport Research Laboratory.
- Matos Fernandes, M. (2008). *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais*. Porto: FEUP edições.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica 1ª Ed*. Porto: FEUP Edições.
- Matteo, L. (2012). Liquid Limit of Low - to medium plasticity soils: comparison between Casagrande cup and cone penetrometer test. *Bull. Eng. Geo.Environ.*, 79-85.
- Mecânica das Rochas. (2011). *Apontamentos teóricos da Unidade Curricular de Mecânica das Rochas*. Universidade de Aveiro.
- Metals, F. M. (20 de 04 de 2013). *Fine Mesh Metals: Gabion Baskets*. Obtido de Fine Mesh Metals: <http://www.weld-mesh.com/gabion.htm>
- Ortigão, J., & Sayão, A. (1999). *Curso de curta duração: Estabilização de taludes - Experiência Brasileira em Maciços de Solos Residuais*. Porto: FEUP.
- Ortigão, J., & Sayão, A. (1999). Manual técnico de encostas. *GeoRio*.
- Patton, F. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st Congr. Int. Soc., Lisbon*, 509-513.
- Phillips, F. (1971). *The Use of Stereographic Projection in Structural Geology 3rd Ed*. London: Edward Arnold.
- Piteau, D., & Peckover, F. (1978). Rock Slope Engineering. *Transportation Reserch Board, National Academy of Sciences, Washington*, 198-228.
- Plummer, C., & Carlson, D. H. (2007). *Physical Geology 12th Ed*. New York: McGraw-Hill.
- Press, F., Grotzinger, J., Siever, R., & Jordan, T. (2007). *Para Entender a Terra 4ª Ed*. Porto Alegre: Bookman.
- Price, D. (2009). *Engineering Geology: Principles and Practice*. London: Springer.
- Priest, S. (1980). The use of inclined hemisphere projection methods for the determination of kinematic feasibility, slide direction and volume of rock blocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts no.17*, 1-23.
- Priest, S. (1993). *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. London: Chapman & Hall.
- Proceq UK. (24 de Fev. de 2013). *PROCEQ*. Obtido de <http://www.proceq.com/po/home-usa.html?setpqr=1&pqr=17>
- Prospecting, G. (15 de 2 de 2013). *Prospecting for Gold*. Obtido de Prospecting for Gold: <http://searching-for-gold.blogspot.pt/>
- Rahn, P. (1986). *Engineering Geology. an environmental approach*. Elsevier Ed.
- Rocha, M. (1981). *Mecânica das Rochas*. Portugal: LNEC.
- Rocscience. (13 de abril de 2013). *Solutions for Embankments*. Obtido de Rocscience - Software tools for rock and soil: <http://www.rocscience.com/usage/use/10/Embankments>

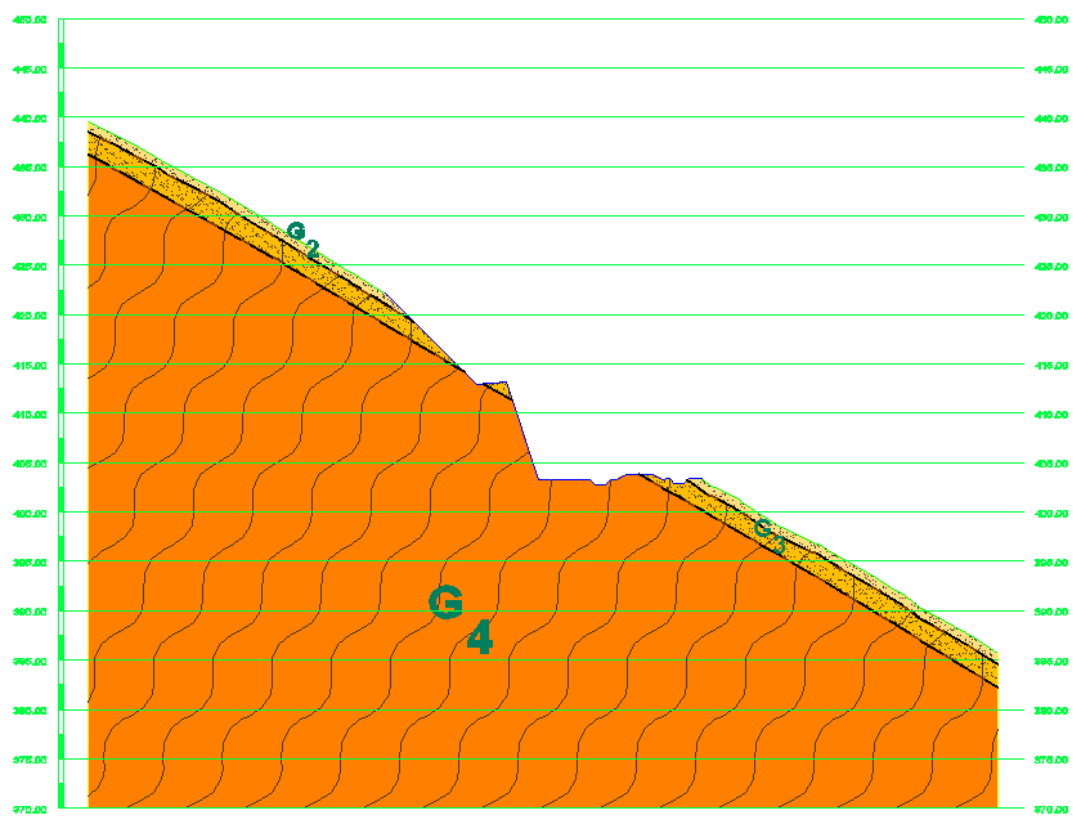
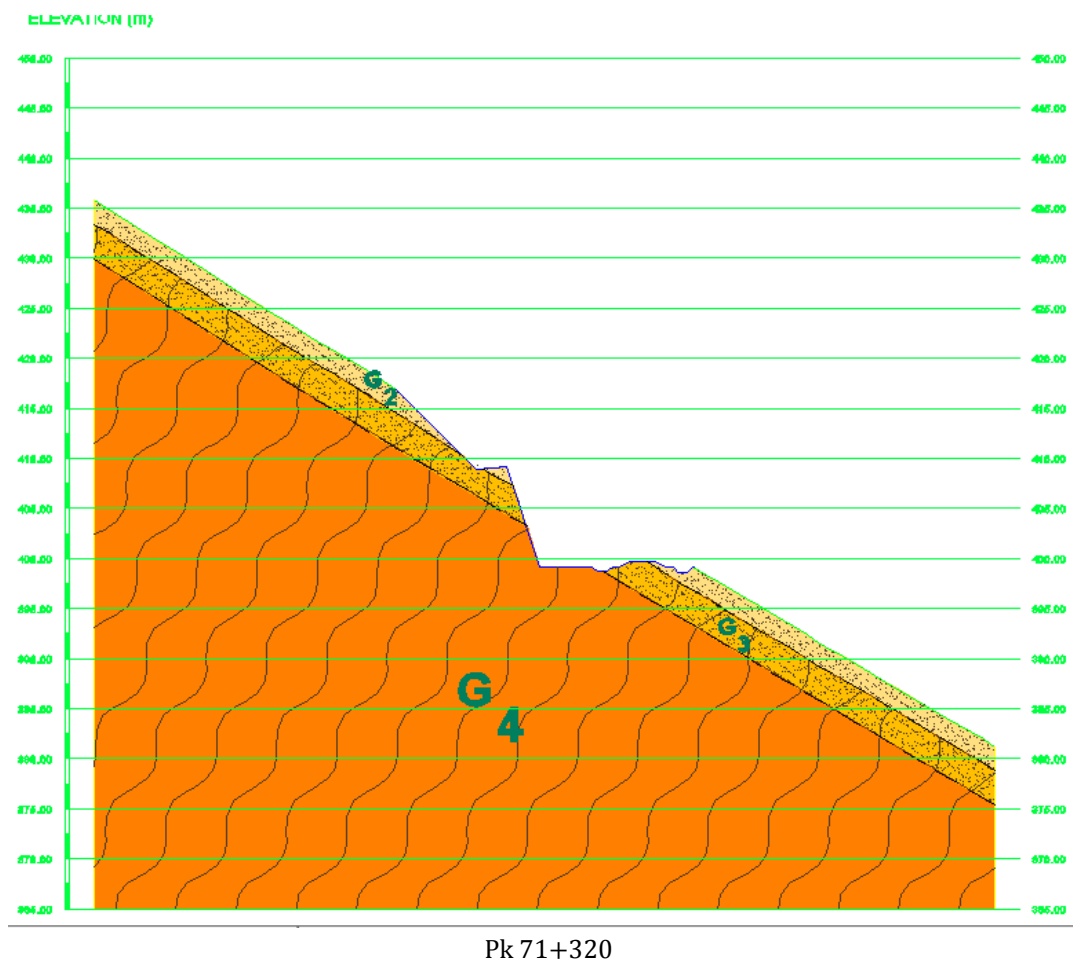
- Ruxton, B., & Berry, L. (1957). Weathering of granitic and associated erosional features in Hong Kong. *Bull Geological Soc. of America Vol. 68*, 1623-1291.
- Sabatini, P., Pass, D., & Bachus, R. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems. *GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4*.
- Schnaid, F., & Coutinho, R. (2004). In-situ characterization of unusual geomaterial. *geotechnical and Geophysical Site characterization, ISC'2*, 49-74.
- Serafim, j., & Pereira, J. (1983). *Considerations of the geomechanical classification of Bieniawski*. Lisbon: Proc. Int. Symp. On Eng. Geology and Underground Construction.
- Simons, N. e. (2001). *Soil and Rock slope Engineering*. Londres: Thomas Telford Publishing.
- Survey, B. G. (17 de março de 2013). *The Rocks of Mendip*. Obtido de British Geological Survey Natural Environment Research Council: http://www.bgs.ac.uk/mendips/rocks/juras_rocks.htm
- Technology, C. E. (20 de 04 de 2013). *KL-Karak Highway Widening Using Anchored Earth Wall*. Obtido de Cost Effective Provent Technology : http://www.nehemiahwalls.com/app_case_karak.htm
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice 3rd Ed*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Thuro, K., & Plinninger, r. (2001). Scale effects in rock strength properties. Part 2: Point load test and point load strength index. *Rock Mechnics - a challenge for society*, 175-180.
- Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN.
- Vanghan, P. e. (1988). Indexing the engineering properties of residual soils. *Quarterly Journal of Engineering Geology Nº21*, 69-84.
- Walthan, A. (1999). *Foundations of engineering geology*. E & FN Spon.
- Wesley, L. (1988). Engineering Classification of Residual Soils Vol. I. *2nd Int. Conf. Geomech Tropical Soils*, 77-83.
- Wesley, L. (2010). *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*. New Jersey: John Wiley & Sons.
- Wesley, L. (2010). *Geotechnical Engineering in Residual Soils*. New Jersey: John Wiley & Sons.
- Wesley, L., & Irfan, T. (1997). *Classification of residual soils. In: Blight, G.E. Mechanical of Residual Soils*. Rotterdam: Brookfileld: Ed.Balkema.
- Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2004). *Rock Slope Engineering - Civil and Mining 4ed*. New York: Spon Press.

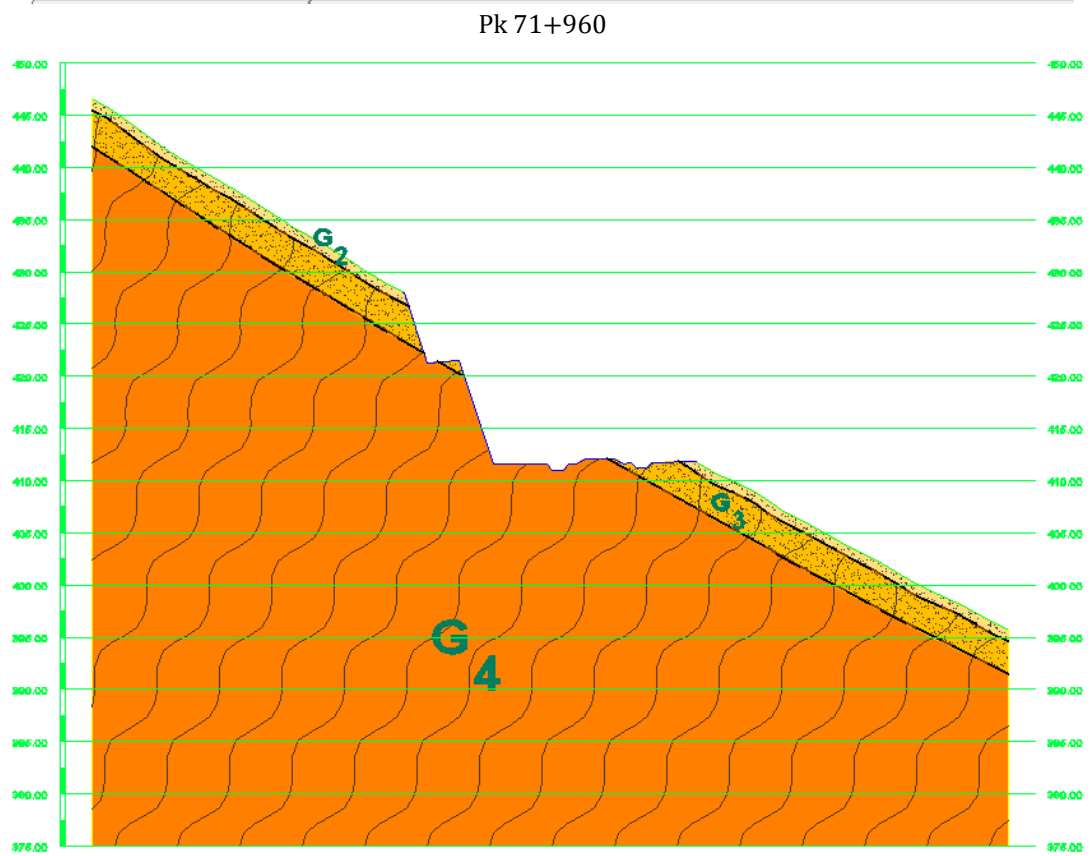
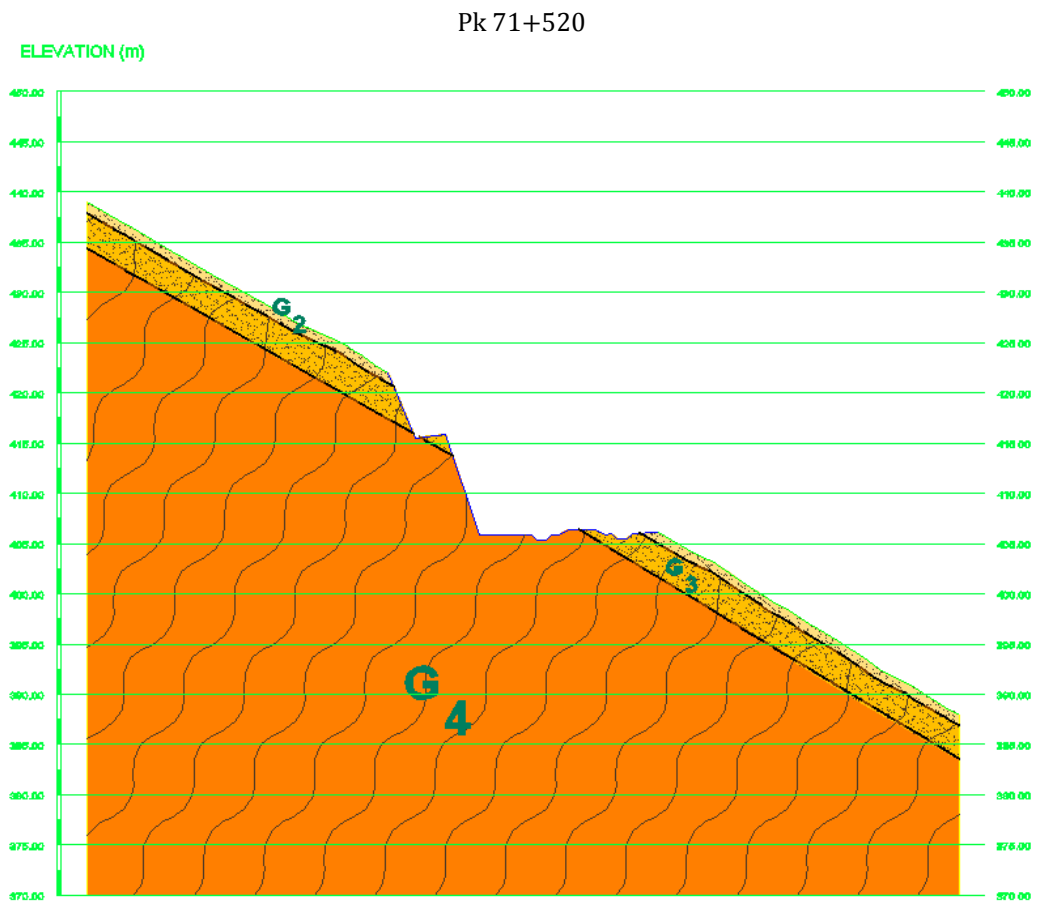
Capítulo 11 Anexos

11.1 Anexo I - Zonamento geotécnico. Definição dos vários horizontes.

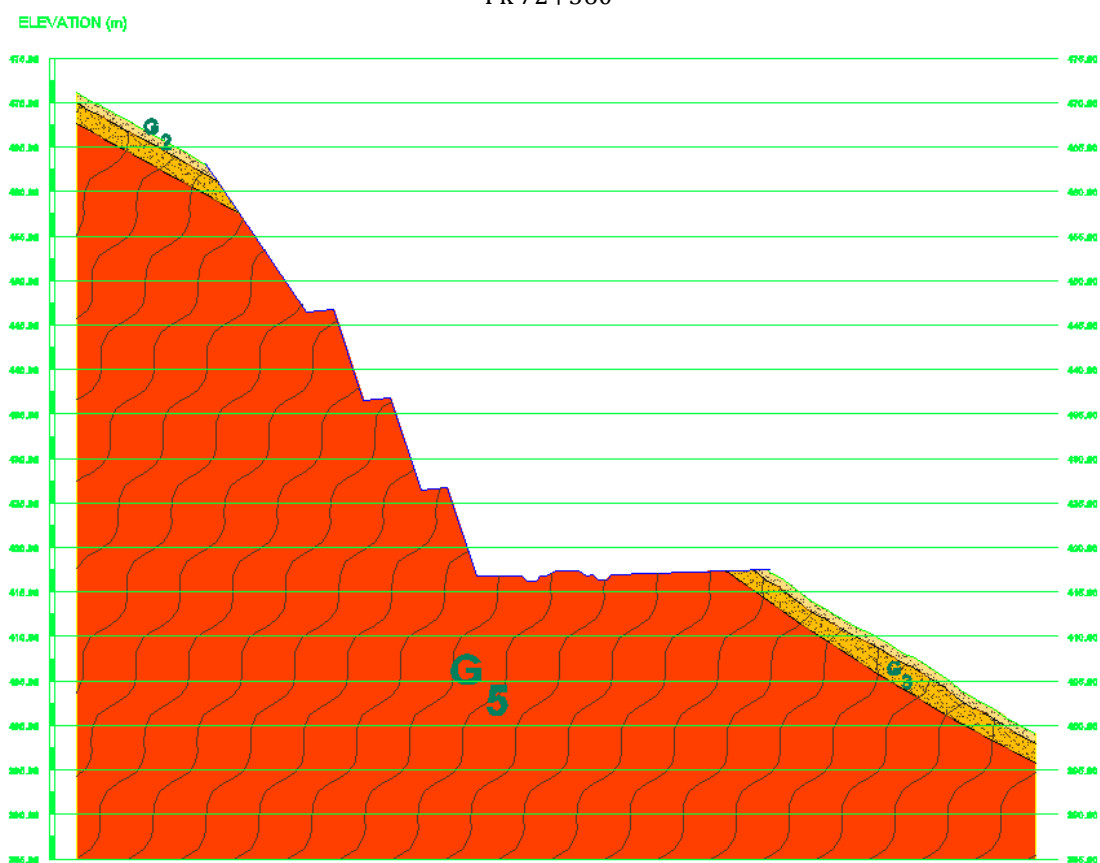








Pk 72+360



	Material	Peso volúmico – γ (kN/m ³)	Coesão – c' (kPa)	Ângulo de atrito – ϕ' (°)
G₁	Solo de cobertura			
G₂	Solo Residual	17 – 20	5 – 15	32 – 35
G₃ (W5-4) (IGM)	IGM	20 – 22	10 – 50	35 – 40

	m_i	GSI	Resistência à compressão simples - σ_c (MPa)	Coesão – c' (kPa)	Ângulo de atrito – ϕ' (°)
G₃ (W5-4)	28	30 – 40	13	200 – 300	33 – 36
G₄ (W3)		40 – 50	61	600 – 700	46 – 49
G₅ (W2)		50 – 60	147	1100 – 1600	54 – 56